

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LEANDRO LINDER BRANGER

**ESTUDO DE CASO DE LAJES MACIÇAS E NERVURADAS E ANÁLISE DA
ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

FLORIANÓPOLIS

2018

LEANDRO LINDER BRANGER

**ESTUDO DE CASO DE LAJES MACIÇAS E NERVURADAS E ANÁLISE DA
ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de Engenharia
Civil da Universidade Federal de Santa
Catarina para a obtenção do Título de
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Lourenço Panosso Perlin,
Dr.

FLORIANÓPOLIS

2018

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Branger, Leandro Linder

Estudo de caso de lajes maciças e nervuradas e análise
da estabilidade global de um edifício em concreto armado /
Leandro Linder Branger ; orientador, Lourenço Panosso
Perlin, 2018.

158 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Lajes maciças. 3. Lajes
nervuradas. 4. Estabilidade global de estruturas. I.
Perlin, Lourenço Panosso. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

LEANDRO LINDER BRANGER

**ESTUDO DE CASO DE LAJES MACIÇAS E NERVURADAS E ANÁLISE DA
ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Programa Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 23 de novembro de 2018.

Prof.^a Luciana Rohde, Dr.^a

Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Laurenço Panosso Perlin

Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph.D.

Universidade Federal de Santa Catarina

Eng.^a Sabrina Kalise Heinen, Me.

Departamento de Projetos de Arquitetura e Engenharia da UFSC

AGRADECIMENTOS

A Deus por me proporcionar saúde para buscar os objetivos que traço em minha vida.

A meus pais Marcia Linder Branger e Dilmo Branger, por terem tornado possível o sonho de estudar Engenharia Civil na Universidade Federal em Florianópolis. Por me incentivarem em todos os momentos e me apoiarem em todas as decisões durante esse período desafiador que foi a graduação. A minha irmã mais velha e segunda mãe Aline, por também estar sempre presente e por ter me proporcionado uma das maiores alegrias da vida, que foi a vinda da minha sobrinha e afilhada Manuela. A minha vó Nilza pelos empadões, lasanhas e pratos que mataram a minha fome e encheram meu coração de alegria.

A meus amigos lageanos, em especial ao xará Leandro, ao Kelvin, Gustavo, Anderson, Hemerson e todos os outros que mesmo com a distância não deixaram a nossa amizade enfraquecer, agradeço por todos os bares, festas, jogos e momentos de descontração que tornaram esta caminhada mais agradável.

A Universidade Federal de Santa Catarina e ao Departamento de Engenharia Civil do Centro Tecnológico, pela oportunidade de usufruir da sua infraestrutura que possibilitaram o meu estudo.

Ao professor Lourenço Panosso Perlin, Dr. pela orientação no trabalho, pela paciência em tirar as minhas dúvidas em todas as reuniões que fizemos durante o ano e por contribuir para a minha evolução como profissional. Ao professor Daniel Domingues Loriggio, Dr. pela coorientação no trabalho, dando conselhos primordiais. A todos os outros professores que tive no curso de graduação em Engenharia Civil, pelos conhecimentos e experiências proporcionadas.

Aos colegas que conheci em sala de aula e nos estágios profissionalizantes que participei durante esse período, em especial aos profissionais do Departamento de Projetos de Arquitetura e Engenharia da UFSC e do DEINFA, que me ensinaram muito sobre engenharia e também sobre o convívio no ambiente profissional.

Aos amigos que fiz em Florianópolis, em especial ao Marco Antônio que me acolheu logo no início da graduação no ano de 2013. Aos amigos do EQA André, Pedro, Nick e todos os outros que passaram pela minha vida neste período. A Ana Maria por todos os momentos especiais, pelas nossas aventuras culinárias e pelos passeios na natureza de Coqueiros.

A todos os outros colegas e amigos que não foram citados aqui, mas que estão na minha lembrança e estarão presentes nas histórias que contarei sobre os anos de faculdade. Muito obrigado!

RESUMO

O crescimento demográfico, sobretudo nos grandes centros urbanos, trouxe a necessidade de verticalização das cidades, buscando um melhor aproveitamento das áreas dos terrenos. Além disso, o aumento da competitividade trouxe a necessidade de se buscar soluções mais econômicas para os projetos. Nesse contexto, os estudos de soluções para as lajes do edifício e a análise da estabilidade global se tornaram etapas fundamentais na elaboração de projetos de edificações, visto que as lajes possuem forte influência no consumo de material, e os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura são sensivelmente influenciados pela concepção estrutural do edifício. Para demonstrar essas afirmações, foram elaboradas as análises de um edifício comercial com diferentes soluções estruturais. Inicialmente foi estudado o pavimento tipo da edificação, considerando a utilização de lajes maciças e nervuradas. Em seguida efetuou-se o estudo da estabilidade global do edifício. A estrutura foi analisada considerando a associação de pórticos formados por vigas e pilares, e depois, foi incluído um núcleo rígido e também pilares-parede na região do poço de elevadores. Além disso, foi feita também a análise da estabilidade global para estas concepções estruturais estudando a redução da seção dos pilares. Os resultados permitem indicar qual é a solução mais adequada para o prédio em estudo, tomando como base o consumo de material para as lajes e os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura.

Palavras-chave: lajes maciças, lajes nervuradas, estabilidade global, associação de pórticos, núcleo rígido, pilar-parede, análise estrutural.

ABSTRACT

The demographic growth, especially in large urban centers, brought the need for verticalization of cities, looking for a better use of the land areas. Besides that, increasing competitiveness brought the need to find cheaper solutions for projects. In this context, the study of solutions for the slabs of the building and the analysis of the global stability became fundamental steps in the design of buildings, since the slabs have a strong influence on the consumption of material, and horizontal displacements suffered by the structure are significantly influenced by the structural design of the building. In order to demonstrate these statements, it was elaborated the analysis of a commercial building with different structural solutions. Initially the type of building pavement was studied, considering the use of solid slabs and ribbed slabs. Then it was effected the study of global stability of the building. The structure was analysed considering the association of porticos formed by beams and pillars, and then, it was included a structural core and also shear walls in the area of the elevator shaft. In addition, the analysis of the global stability for these structural conceptions was also studied by the reduction of the section of the pillars. The results allow indicating which solution is most appropriate for the studied building, based on the consumption of material for the slabs and the horizontal displacements suffered by the structure.

Keywords: solid slabs, ribbed slabs, global stability, association of porticos, structural core, shear wall, structural analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Projeto arquitetônico do pavimento tipo.....	22
Figura 2 – Planta arquitetônica do pavimento tipo.....	22
Figura 3 - Posicionamento das lajes, vigas e pilares	27
Figura 4 – Delimitação da área influência para cada pilar	28
Figura 5 - Pré-dimensionamento das lajes, vigas e pilares.....	32
Figura 6 - Estrutura com lajes maciças.....	36
Figura 7 - Casos de vinculação para as lajes	39
Figura 8 - Vãos efetivos das lajes.....	41
Figura 9 - Resumo das vinculações das lajes	43
Figura 10 - Momentos máximos para o ELU de flexão	48
Figura 11 - Momentos máximos compatibilizados para o ELU de flexão.....	49
Figura 12 - Resumo das reações de apoio nas lajes.....	60
Figura 13 - Estrutura com lajes nervuradas	71
Figura 14 – Configuração de uma laje bidirecional	71
Figura 15 - Detalhe das nervuras das lajes	76
Figura 16 - Planta de fôrmas do pavimento tipo	76
Figura 17 – Largura da mesa colaborante	77
Figura 18 - Resumo dos momentos fletores máximos por metro.....	84
Figura 19 - Resumo dos momentos fletores compatibilizados para as lajes nervuradas.....	85
Figura 20 - Resumo das reações de apoio nas lajes.....	92
Figura 21 - Fator topográfico $S_1(z)$	103
Figura 22 - Coeficiente de Arrasto, C_a	108
Figura 23 – Efeitos de segunda ordem numa estrutura	111
Figura 24 - Elementos de contraventamento	115
Figura 25 - Reações nas ligações entre pórtico e pilar-parede, ao longo da altura	117
Figura 26- Modelo de associação de pórticos planos	118
Figura 27 - Trechos rígidos	118
Figura 28 - Representação espacial da estrutura aporticada.....	120
Figura 29 - Associação de pórticos na direção x	121
Figura 30 - Associação de pórticos na direção y	121
Figura 31 - Diagrama de esforços normais para as cargas verticais na direção x	122
Figura 32 - Diagrama de esforços normais para as cargas verticais na direção y	122

Figura 33 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas verticais na direção x	123
Figura 34 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas verticais na direção y	123
Figura 35 - Diagrama de momentos fletores para as cargas verticais na direção x	124
Figura 36 - Diagrama de momentos fletores para as cargas verticais na direção y	124
Figura 37 - Diagrama de deformações para as cargas verticais na direção x	125
Figura 38 - Diagrama de deformações para as cargas verticais na direção y	125
Figura 39 - Carregamento horizontal nos pórticos na direção x	126
Figura 40 - Carregamento horizontal nos pórticos na direção y	126
Figura 41 - Diagrama de esforços normais para as cargas horizontais na direção x	127
Figura 42 - Diagrama de esforços normais para as cargas horizontais na direção y	127
Figura 43 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas horizontais na direção x	128
Figura 44 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas horizontais na direção y	128
Figura 45 - Diagrama de momentos fletores para as cargas horizontais na direção x	129
Figura 46 - Diagrama de momentos fletores para as cargas horizontais na direção y	129
Figura 47 - Diagrama de deformações para as cargas horizontais na direção x	130
Figura 48 - Diagrama de deformações para as cargas horizontais na direção y	130
Figura 49 - Representação espacial da estrutura aporticada com pilar-parede com maior rigidez na direção x	133
Figura 50 - Modelo com inclusão de elemento de barra para consideração do pilar-parede na direção x	134
Figura 51 - Modelo com inclusão de elemento de barra para consideração do pilar-parede na direção y	134
Figura 52 - Representação espacial da estrutura aporticada com pilar-parede com maior rigidez na direção y	137
Figura 53 - Representação espacial da estrutura aporticada com núcleo rígido	139
Figura 54 - Curvas de deslocamento horizontal da estrutura na direção x para cada solução de contraventamento	144
Figura 55 - Curvas de deslocamento horizontal da estrutura na direção y para cada solução de contraventamento	145
Figura 56 - Vista em perspectiva e em planta do núcleo rígido.....	155
Figura 57 - Divisão da seção para cálculo do momento de inércia total	156

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo dos dados gerais para o projeto	26
Tabela 2 - Pré-dimensionamento dos pilares.....	30
Tabela 3 - Seção transversal dos pilares	31
Tabela 4 – Combinações de ações para o ELS	35
Tabela 5 - Vãos efetivos das lajes	41
Tabela 6 - Classificação quanto à direção e caso das lajes.....	42
Tabela 7 - Carregamento comum a todas as lajes	44
Tabela 8 – Características das paredes da edificação	45
Tabela 9 – Resumo das cargas permanente nas lajes maciças	45
Tabela 10 – Combinações de ações	46
Tabela 11 – Coeficientes para cálculo dos momentos fletores nas lajes bidirecionais	47
Tabela 12 – Posição da L.N. e na direção x positiva.....	51
Tabela 13 – Posição da L.N. na direção y positiva	52
Tabela 14 – Posição da L.N. para região de momentos negativos	52
Tabela 15 – Valores mínimos para armaduras passivas aderente	53
Tabela 16 – Área de aço para a direção x positiva	53
Tabela 17 – Área de aço para a direção y positiva	54
Tabela 18 – Área de aço para a armadura negativa	54
Tabela 19 – Coeficientes para o cálculo das reações de apoio	59
Tabela 20 – Comparação entre o cisalhamento máximo atuante na laje e o resistente	61
Tabela 21 – Situação da seção da laje quanto à fissuração	64
Tabela 22 – Cálculo da inércia no estágio II (puro)	64
Tabela 23 – Inércia equivalente para as seções fissuradas das lajes	65
Tabela 24 – Altura equivalente considerando a fissuração	65
Tabela 25 – Flecha inicial (fo).....	67
Tabela 26 – Verificação dos limites de deformação.....	69
Tabela 27 – Verificação de deformação em paredes	69
Tabela 28 – Dimensões da laje nervurada e altura equivalente.....	75
Tabela 29 - Largura colaborante na direção x	78
Tabela 30 - Largura colaborante na a direção y	78
Tabela 31 – Vãos efetivos das lajes nervuradas	79
Tabela 32 - Numero de blocos de EPS retirados de cada laje	80

Tabela 33 – Carregamento permanente nas lajes nervuradas	80
Tabela 34 – Combinações de ações para as lajes nervuradas	81
Tabela 35 - Coeficientes para cálculo dos momentos fletores.....	82
Tabela 36 - Momentos fletores máximos para dimensionamento das lajes nervuradas	82
Tabela 37 - Momentos fletores positivos considerando a não rigidez à torção	84
Tabela 38 – Cálculo de M_{dm} na direção x	86
Tabela 39 – Cálculo de M_{dm} na direção y	87
Tabela 40 - Posição da L.N. na direção x	87
Tabela 41 - Posição da L.N. na direção y	88
Tabela 42 – Posição da L.N. na região de momentos negativos.....	88
Tabela 43 – Área de aço na direção x	89
Tabela 44 – Área de aço na direção y	89
Tabela 45 – Área de aço para os momentos negativos	90
Tabela 46 - Coeficientes para o cálculo das reações de apoio	91
Tabela 47 – Comparação entre o cisalhamento máximo atuante na laje e o resistente por nervura	92
Tabela 48 – Comparação entre o cisalhamento máximo atuante na laje e o resistente por metro	93
Tabela 49 – Momento de fissuração para os momentos positivos.....	94
Tabela 50 – Momento de fissuração para os apoios	94
Tabela 51 – Situação das seções quanto a fissuração	95
Tabela 52 – Cálculo da inércia no estágio II (puro).....	95
Tabela 53 - Inércia equivalente para as seções fissuradas das lajes.....	96
Tabela 54 – Altura equivalente da laje nervurada.....	96
Tabela 55 – Flecha inicial (f_o)	97
Tabela 56 - Verificações dos limites de deformação	97
Tabela 57 – Verificação de deformação em paredes	98
Tabela 58 - Resumo do consumo de aço para o pavimento tipo da laje maciça.....	99
Tabela 59 - Resumo do consumo de aço para o pavimento tipo da laje nervurada	99
Tabela 60 - Parâmetros Meteorológicos	105
Tabela 61 - Valores de S_2	106
Tabela 62 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	107
Tabela 63 - Coeficiente de arrasto	108
Tabela 64 - Força de vento na edificação	110

Tabela 65 – Momentos de tombamento na direção x (Pórticos)	131
Tabela 66 – Momentos de tombamento na direção y (Pórticos)	131
Tabela 67 - Gama-z (pórticos).....	132
Tabela 68 - Momentos de tombamento na direção x (Pórticos com pilar-parede em x).....	135
Tabela 69 – Momentos de tombamento na direção y (Pórticos com pilar-parede na direção x)	136
Tabela 70 - Gama-z (pórtico com pilar-parede na direção x).....	136
Tabela 71 – Momentos de tombamento na direção x (Pórticos com pilar-parede em y)	138
Tabela 72 –Momentos de tombamento na direção y (Pórticos com pilar-parede na direção y)	138
Tabela 73 – Gama-z (pórtico com pilar-parede na direção y)	139
Tabela 74 – Momentos de tombamento na direção x (Pórticos com núcleo rígido)	140
Tabela 75 – Momentos de tombamento na direção y (Pórticos com núcleo rígido)	141
Tabela 76 - Gama-z (pórtico com núcleo rígido)	141
Tabela 77 – Momentos de tombamento na direção x (Núcleo rígido)	142
Tabela 78 – Momentos de tombamento na direção y (Núcleo rígido)	143
Tabela 79 - Gama-z (Núcleo rígido).....	143
Tabela 80 - Gama-z (Pórticos com redução da seção dos pilares)	146
Tabela 81 - Gama-z (Pórticos com pilar-parede com redução da seção dos pilares).....	146
Tabela 82 – Gama-z (Pórticos com núcleo rígido com redução da seção dos pilares)	147
Tabela 83 - Valores de centro geométrico e área das figuras	156
Tabela 84 - Valores de momento de inércia do N.R.	157

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1. OBJETIVOS	18
1.1.1. Objetivo Geral	18
1.1.2. Objetivos Específicos	18
1.2. JUSTIFICATIVA	19
1.3. MÉTODO	19
2. DADOS DO PROJETO	21
2.1. DESCRIÇÃO DA ARQUITETURA	21
2.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E AMBIENTE	23
2.2.1. Resistência do concreto	23
2.2.2. Módulo de elasticidade do concreto	24
2.2.3. Resistência do aço	25
2.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	26
2.3.1. Lajes	27
2.3.2. Vigas	27
2.3.3. Pilares	28
3. AÇÕES	32
3.1. AÇÕES PERMANENTES	32
3.2. AÇÕES VARIÁVEIS	33
3.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES	33
3.3.1. Combinações últimas	33
3.3.2. Combinações de serviço	34
3.3.3. Coeficientes de ponderação	35
4. LAJES MACIÇAS	36
4.1. ANÁLISE ESTRUTURAL DA LAJE MACIÇA	37
4.2. VÃOS EFETIVOS	40

4.3.	CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A DIREÇÃO E OS CASOS DE VINCULAÇÃO	41
4.4.	AÇÕES NAS LAJES	43
4.4.1.	Ações Permanentes	43
4.4.2.	Ações Acidentais.....	46
4.4.3.	Combinações de ações	46
4.5.	ELU - FLEXÃO	46
4.6.	CÁLCULO DAS ARMADURAS.....	49
4.7.	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	54
4.7.1.	Armadura positiva.....	55
4.7.2.	Armadura negativa.....	56
4.8.	ELU - CISALHAMENTO	57
4.9.	ELS – ESTADO LIMITE DE FORMAÇÕES EXCESSIVAS.....	61
4.9.1.	Cálculo da flecha imediata.....	66
4.9.2.	Cálculo da flecha total deferida no tempo	67
5.	LAJES NERVURADAS	70
5.1.	ANÁLISE ESTRUTURAL DA LAJE NERVURADA.....	71
5.2.	ALTURA EQUIVALENTE E DIMENSÕES ADOTADAS	73
5.3.	LARGURA COLABORANTE.....	77
5.4.	VÃOS EFETIVOS, CLASSIFICAÇÃO E CASOS DE VINCULAÇÃO.....	78
5.5.	AÇÕES NAS LAJES NERVURADAS	79
5.6.	ELU – FLEXÃO	81
5.7.	CÁLCULO DAS ARMADURAS.....	85
5.8.	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	90
5.9.	ELU – CISALHAMENTO.....	91
5.10.	ELS – ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS.....	93
5.10.1.	Cálculo da flecha imediata	96
5.10.2.	Cálculo da flecha deferida no tempo	97

6.	COMPARATIVO ENTRE LAJE MACIÇA E NERVURADA.....	98
7.	ESFORÇOS DEVIDOS AO VENTO.....	100
7.1.	PROCESSO DE CÁLCULO	100
7.1.1.	Velocidade básica do vento, V_0	101
7.1.2.	Fator topográfico, S_1	101
7.1.3.	Fator S_2	103
7.1.4.	Fator Estatístico, S_3	106
7.1.5.	Coeficiente de Arrasto, C_a	107
8.	ESTABILIDADE ESTRUTURAL E EFEITOS DE 2ª ORDEM.....	110
8.1.	ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS E NÓS MÓVEIS	112
8.2.	NÃO LINEARIDADE FÍSICA	112
8.3.	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	113
8.4.	COEFICIENTE γ_z	114
8.5.	SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO	115
8.5.1.	Pórticos	116
8.5.2.	Pilares-parede	116
8.5.3.	Núcleos de rigidez	116
8.5.4.	Associação de pórtico com pilar-parede ou com núcleo rígido.....	116
8.6.	MODELO PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL.....	117
9.	ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL.....	119
9.1.	ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS	120
9.1.1.	Análise do carregamento vertical	121
9.1.2.	Análise do carregamento horizontal	125
9.1.3.	Calculo do coeficiente γ_z	130
9.2.	ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS COM PILAR-PAREDE.....	132
9.2.1.	Pilar parede com maior rigidez na direção x	133
9.2.2.	Pilar-parede com maior rigidez na direção y	137

9.3.	ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS COM NÚCLEO RÍGIDO	139
9.4.	NÚCLEO RÍGIDO.....	142
9.5.	ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL.....	144
9.6.	ESTUDO DA REDUÇÃO DA SEÇÃO DOS PILARES	145
10.	CONCLUSÃO	148
11.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	150
	APÊNDICES.....	153

1. INTRODUÇÃO

Em uma estrutura de concreto armado, as lajes constituem uma das partes que mais consome material. Por essa razão, a escolha do tipo de laje a ser utilizada no edifício representa um fator de extrema importância na questão econômica do projeto. À medida que, por exigências arquitetônicas, os vãos da edificação ficam cada vez maiores, o estudo de soluções para as lajes torna-se fundamental.

Nesse contexto desenvolveram-se diversas soluções estruturais para os pavimentos de edifícios, como as lajes nervuradas, alveolares, pré-fabricadas, entre outras alternativas que podem substituir as lajes maciças convencionais caso ocorra uma melhora na qualidade do projeto.

Além disso, a crescente necessidade de verticalização das construções devido ao alto nível de ocupação territorial, sobretudo nos grandes centros urbanos, aliado aos avanços tecnológicos e científicos na área da Engenharia Civil, tornaram necessários estudos mais aprofundados para soluções de projetos estruturais de edifícios.

Sendo assim, conforme as construções vêm se tornando cada vez mais altas e esbeltas, a análise dos esforços e deslocamentos devido às ações horizontais de vento atuantes nas estruturas, também se tornaram imprescindíveis para um bom projeto estrutural.

Ao longo dos anos, diversas soluções foram criadas para resolver o problema da instabilidade dos edifícios causados por ações horizontais. Dentre elas destacam-se os pilares-parede, os pórticos e os núcleos de rigidez. Esses elementos estruturais são conhecidos como estruturas de contraventamento.

A inclusão de núcleo rígido como estrutura de contraventamento possui como principal vantagem a possibilidade de redução da rigidez dos outros elementos estruturais, favorecendo a interface com o projeto arquitetônico reduzindo incompatibilidades.

Por outro lado, a adoção dessa solução pode acarretar num projeto de fundações mais complexo, por gerar esforços de momentos fletores de grande magnitude na base desses núcleos. Por essa razão, uma análise econômica considerando o projeto como um todo deve ser feita visando a avaliação da viabilidade dessa solução.

Ao passo que os microcomputadores com grande capacidade de processamento começaram a ganhar espaço, tornou-se possível uma análise mais detalhada e precisa dos projetos, com a consideração da participação de todos os elementos da estrutura na estabilidade global. Assim sendo, a concepção estrutural a partir da formação de linhas de

pórticos ganhou espaço, podendo em muitos casos ser eliminada a necessidade de inclusão de núcleos rígidos na estrutura, visto que é possível analisar os esforços e deslocamentos sofridos pelos pórticos com precisão adequada.

Este trabalho tem por objetivo comparar os efeitos de algumas destas diferentes soluções estruturais para um mesmo edifício, tomando como principais parâmetros de comparação o consumo de material para as lajes, os deslocamentos que surgem em cada solução de contraventamento e seus valores do coeficiente γ_z , propondo qual opção é mais adequada para o edifício em estudo.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Estudar soluções para as lajes e para a estabilidade global de um edifício considerando diferentes concepções estruturais.

1.1.2. Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo principal serão necessários alguns objetivos específicos, como segue:

- a) Efetuar um estudo das lajes do pavimento tipo da edificação, considerando a solução de lajes maciças e nervuradas com blocos de EPS;
- b) Comparar os resultados obtidos no estudo das lajes, determinando qual é a solução mais adequada;
- c) Modelar a estrutura por associação de pórticos planos para obter os deslocamentos nessa configuração, calculando o valor de γ_z para as duas direções principais do edifício;
- d) Modelar a estrutura incluindo um pilar-parede com eixo de maior rigidez na direção x, obtendo os deslocamentos e o valor de γ_z para essa nova configuração;
- e) Modelar a estrutura incluindo um pilar-parede com eixo de maior rigidez na direção y, obtendo os deslocamentos e o valor de γ_z para essa nova configuração;
- f) Modelar a estrutura incluindo um núcleo rígido na região do poço dos elevadores, obtendo os deslocamentos e o valor de γ_z para essa nova configuração;

- g) Comparar os resultados obtidos nas etapas anteriores;
- h) Efetuar o estudo da redução dos pilares da edificação para cada uma das concepções estruturais feitas anteriormente, calculando o γ_z para cada caso.
- i) Apontar qual a opção é a mais adequada para a estrutura em estudo, tomando como principais parâmetros os deslocamentos encontrados.

1.2. JUSTIFICATIVA

O tema da pesquisa foi escolhido com o objetivo de adquirir maior conhecimento acerca do assunto de lajes e estabilidade global de estruturas de concreto armado.

O principal objetivo é verificar e entender as diferenças que ocorrem na estrutura, quando são utilizadas diferentes soluções estruturais, desenvolver a sensibilidade na avaliação dos resultados, visando à escolha de uma opção que aumente a qualidade do projeto e, conseqüentemente, do produto final.

Atualmente, tem-se propagado a ideia equivocada de que os softwares computacionais de cálculo estrutural substituem o papel do engenheiro, pois com os mesmos é possível executar rapidamente cálculos muito complexos. Na verdade, com os recursos tecnológicos hoje disponíveis, mais do que nunca, os engenheiros tornaram-se profissionais imprescindíveis na elaboração de projetos, pois possuem o papel de avaliar os resultados obtidos pelos programas, testar diferentes possibilidades e encontrar a solução mais inteligente.

Por essa razão, deve-se ter cuidado no manuseio dessas ferramentas e ter o conhecimento técnico adequado para a elaboração dos projetos, pois a responsabilidade técnica continua sendo do projetista estrutural.

1.3. MÉTODO

O trabalho será desenvolvido mediante pesquisa bibliográfica acerca do tema em questão, com posterior desenvolvimento de análises estruturais, com enfoque na etapa de estudo das lajes do pavimento tipo e análise da estabilidade global. Os cálculos serão feitos através do desenvolvimento de planilhas eletrônicas utilizando o *software MS Excel*. A determinação dos esforços e deslocamentos para a análise da estabilidade global será feita utilizando o *software Ftool*. Além disso, algumas modelagens serão feitas para representar

graficamente a estrutura e a arquitetura, esses modelos serão feitos no utilizando o *software Revit*.

O estudo foi dividido em 3 etapas:

Etapa 1: Estudo do pavimento tipo do edifício em análise, escolha do tipo de laje a ser utilizada (maciça ou nervurada) verificando as condições impostas pela norma brasileira.

Etapa 2: Análise estrutural do edifício segundo modelos adequados para a verificação dos deslocamentos horizontais cálculo do coeficiente γ_z , com a consequente avaliação da estabilidade global da estrutura.

Etapa 3: Conclusões e considerações finais.

2. DADOS DO PROJETO

Este capítulo é dedicado à descrição e determinação dos dados necessários para o dimensionamento e detalhamento das lajes do pavimento tipo da edificação.

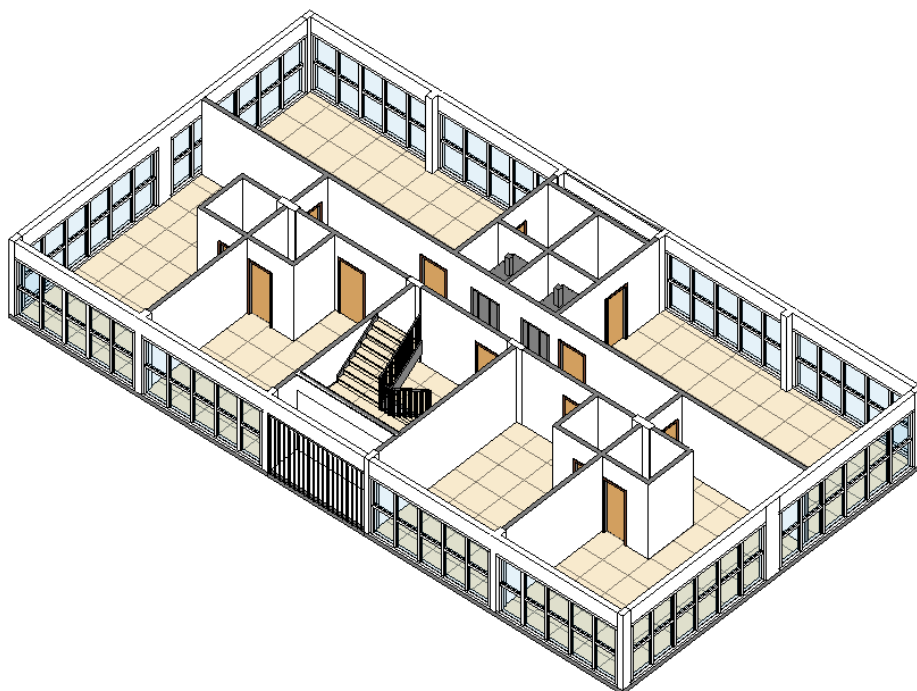
2.1. DESCRIÇÃO DA ARQUITETURA

Trata-se de um edifício comercial composto por escritórios empresariais, onde existem três tipos de salas com áreas diferentes, cada uma com um banheiro. O corredor central conduz às salas de cada pavimento e a movimentação vertical no prédio pode ser feita por dois elevadores e uma escada, localizados na região central da edificação. Ele possui sete pavimentos tipo além do pavimento térreo e da cobertura. O pé-direito da edificação possui 3 m.

As paredes divisórias dos ambientes internos são de alvenaria de vedação, com tijolos cerâmicos vazados de 15 cm. A altura da parede vai até o forro, o qual possui distância de 2,6 m do chão. O revestimento de piso é composto por placas cerâmicas de 1,5 cm de espessura e o forro é de gesso com 10 mm de espessura. As fachadas são feitas de pele de vidro com montantes de alumínio, sendo considerado um peso linear de 0,7 kN/m. A área técnica é camuflada pela instalação de brises de alumínio que possuem um peso de 9,3 kg/m².

A edificação será construída na região urbana de Florianópolis com uma distância maior que 2000 m do mar, com terreno plano ou fracamente acidentado, onde há várias edificações altas no entorno. A Figura 1 mostra uma vista em perspectiva do layout arquitetônico da edificação em estudo.

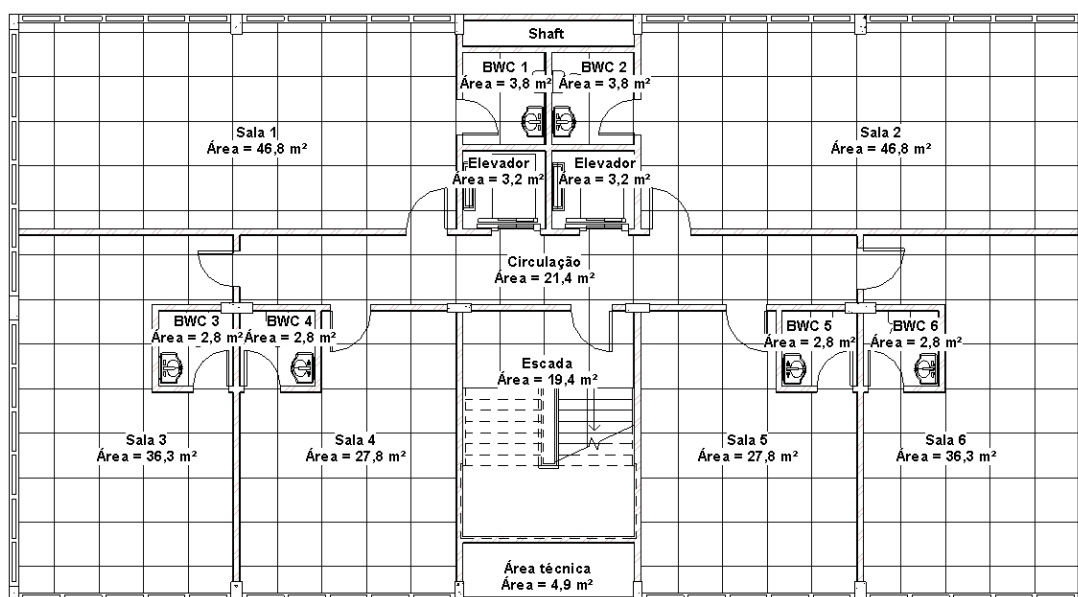
Figura 1 - Projeto arquitetônico do pavimento tipo



Fonte: (Do autor).

O posicionamento dos pilares foi pensado em paralelo à elaboração do projeto arquitetônico, visando maior facilidade na etapa de concepção estrutural. A Figura 2 mostra a planta arquitetônica do pavimento tipo da edificação.

Figura 2 – Planta arquitetônica do pavimento tipo



Fonte: (Do autor).

2.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E AMBIENTE

Para o projeto, foram consideradas as características dos materiais e do ambiente para que a estrutura tenha um bom desempenho quanto às ações de deterioração a qual está exposta, ao longo da sua vida útil.

Para isso, foram respeitados os limites de cobrimento para as armaduras com base na classe de agressividade do ambiente que o edifício está inserido, baseado nas prescrições da ABNT NBR 6118:2014. A classificação da classe de agressividade ambiental foi feita através da tabela 6.1 da ABNT NBR 6118: 2014.

Uma vez definido a classe de agressividade ambiental do local onde a edificação será construída, pode-se determinar o tipo de concreto a ser utilizado através da tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014. Por fim define-se o valor de cobrimento para as peças estruturais, com base na Tabela 7.2 da ANBT NBR 6118:2014.

Como o edifício será construído na região urbana, portanto não industrial, de Florianópolis com distância mínima do mar de cerca de 2 km, o prédio se enquadra no grupo de classe de agressividade ambiental II (CAA II), pois, segundo Garcia (2008), edificações com distância do mar maior que 1400 metros pode ser classificadas como CAA II. Segundo a tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014, trata-se de um meio com agressividade moderada e pequeno risco de deterioração da estrutura. Para essa classe de agressividade, devem ser respeitados os limites estabelecidos pela Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014 que trata da correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto, que estipula um valor de relação $a/c = 0,6$ para CAA II. Esta estrutura utilizará concreto C25 com $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$. Com relação ao cobrimento, a Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014 fixam os valores que devem ser respeitados de $c = 2,5 \text{ cm}$ para lajes e $c = 3 \text{ cm}$ para vigas e pilares. O cobrimento superior das lajes será de 1,5 cm. O agregado graúdo que será utilizado na produção do concreto é brita 1, granito. Por fim, o aço definido para o projeto é o CA-50 com resistência característica de 500 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa. A estrutura irá contar com 14 dias de escoramento.

2.2.1. Resistência do concreto

A resistência de cálculo do concreto aos 28 dias é dada pela Equação 2.1, segundo o item 12.3.3 da ABNT NBR 6118:2014.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.1)$$

Onde o coeficiente de ponderação das resistências no estado-limite último γ_c é dado pela Tabela 12.1 da ABNT NBR 6118:2014. Para combinações normais esse coeficiente tem um valor de 1,4 para concreto, portanto, utilizando a equação 2.1:

$$f_{cd} = \frac{25}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

Resistência média à tração para concretos de classe C20 até C50 é dado pela Equação 2.2 encontrada no item 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014.

$$f_{ctk,m} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (2.2)$$

$$f_{ctk,m} = 0,3 \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \text{ MPa}$$

2.2.2. Módulo de elasticidade do concreto

Na ausência de ensaios, a ABNT NBR 6118:2014, no seu item 8.2.8 permite a determinação do módulo de elasticidade para o concreto através da Equação 2.3:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.3)$$

onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial;

α_E é o coeficiente que depende do tipo de agregado utilizado no concreto:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Esta equação é válida apenas para concreto de resistência entre C20 e C50, e os valores de f_{ck} e E_{ci} são em MPa. Como citado anteriormente, o agregado a ser utilizado é o granito. Portanto, utilizando a Equação 2.3 encontra-se o valor do módulo de elasticidade inicial do concreto:

$$E_{ci} = 1,0 * 5600\sqrt{25} = 2800 \text{ MPa}$$

Nesse mesmo item da norma, define-se o módulo de elasticidade secante, dado pelo produto entre o módulo de elasticidade inicial e o coeficiente α_i , como mostrado nas Equações 2.4 e 2.5 a seguir.

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (2.4)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (2.5)$$

com f_{ck} em MPa.

O cálculo do módulo de elasticidade secante é mostrado a seguir:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{25}{80} = 0,86$$

$$E_{cs} = 0,86 * 2800 = 24150 \text{ MPa}$$

2.2.3. Resistencia do aço

A resistência de cálculo do aço é feita da mesma forma que para o concreto, a diferença está no coeficiente de ponderação para o ELU, que é de 1,15.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} \quad (2.6)$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Com essas informações iniciais o projetista estrutural está apto a fazer o dimensionamento, detalhamento e verificações pertinentes à estrutura. A Tabela 1 mostra um resumo dos dados para o projeto calculado anteriormente.

Tabela 1 - Resumo dos dados gerais para o projeto

Concreto	fck (MPa)	25
	fcd (MPa)	17,86
	fctk,m (MPa)	2,56
	Ecs (MPa)	24150
Aço	fyk (MPa)	500
	fyd (MPa)	434,78
	Es (MPa)	210000

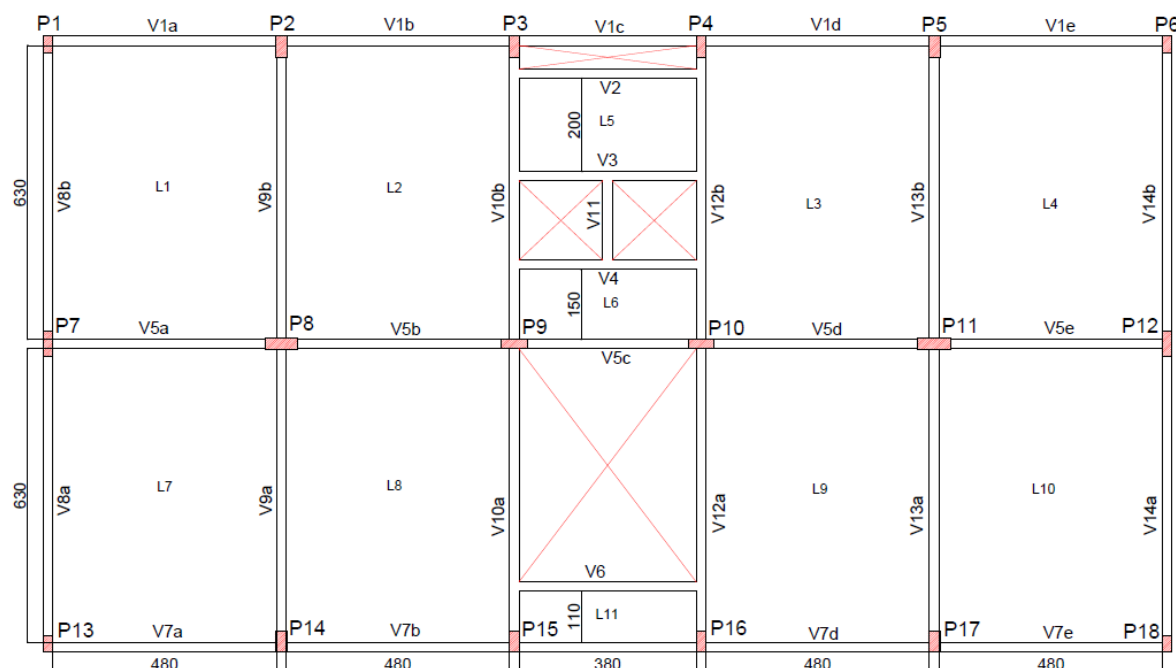
Fonte: (Do autor).

2.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Antes de definir as dimensões dos elementos estruturais, deve-se elaborar a concepção da estrutura, ou seja, definir o posicionamento dos elementos estruturais no edifício. Esta é uma das etapas mais importantes do projeto, visto que o comportamento da estrutura possui íntima ligação com a sua concepção. Para um mesmo layout arquitetônico, existem inúmeras formas de posicionar os elementos para resistir aos esforços atuantes sobre o prédio.

Para o projeto em estudo, a estrutura foi concebida de forma a ter características bem regulares, com vigas e pilares formando linhas de pórticos nas duas direções principais da edificação. Na direção horizontal da planta, foram posicionadas 3 linhas de pórticos. Esses pórticos são compostos por 6 pilares e uma viga com 5 tramos. Já na direção vertical da planta, existem 6 linhas de pórticos com três pilares que apoiam uma viga com dois tramos. A Figura 3 mostra o posicionamento escolhido para os elementos da estrutura.

Figura 3 - Posicionamento das lajes, vigas e pilares



Fonte: (Do autor).

Com os posicionamentos determinados, pode-se iniciar o pré-dimensionamento dos elementos estruturais.

2.3.1. Lajes

A dimensão inicial adotada para a espessura das lajes maciças foi estimada dentro do intervalo compreendido entre $l_{0x}/40$ e $l_{0x}/60$, valores usuais segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2010). Esse valor de pré-dimensionamento foi utilizado apenas como ponto de partida para as análises, sendo feitos ajustes posteriores de forma que a espessura final atenda aos limites estabelecidos em norma. No caso das lajes com maior dimensão no projeto, o intervalo de pré-dimensionamento variou de 8 cm até 12 cm, adotando-se o valor de 10 cm. As lajes L5, L6 e L11, por possuírem pequena dimensão ao longo do menor vão, foram calculadas inicialmente com a espessura mínima de 8 cm.

2.3.2. Vigas

Para a base das vigas, optou-se por utilizar uma dimensão de forma a resistir aos esforços atuantes em estruturas usuais, sendo verificado o respeito à dimensão mínima

estabelecida no item 13.2.2 da ABNT NBR 6118:2014 de 12 cm de base. O valor escolhido para a base das vigas foi de 20 cm.

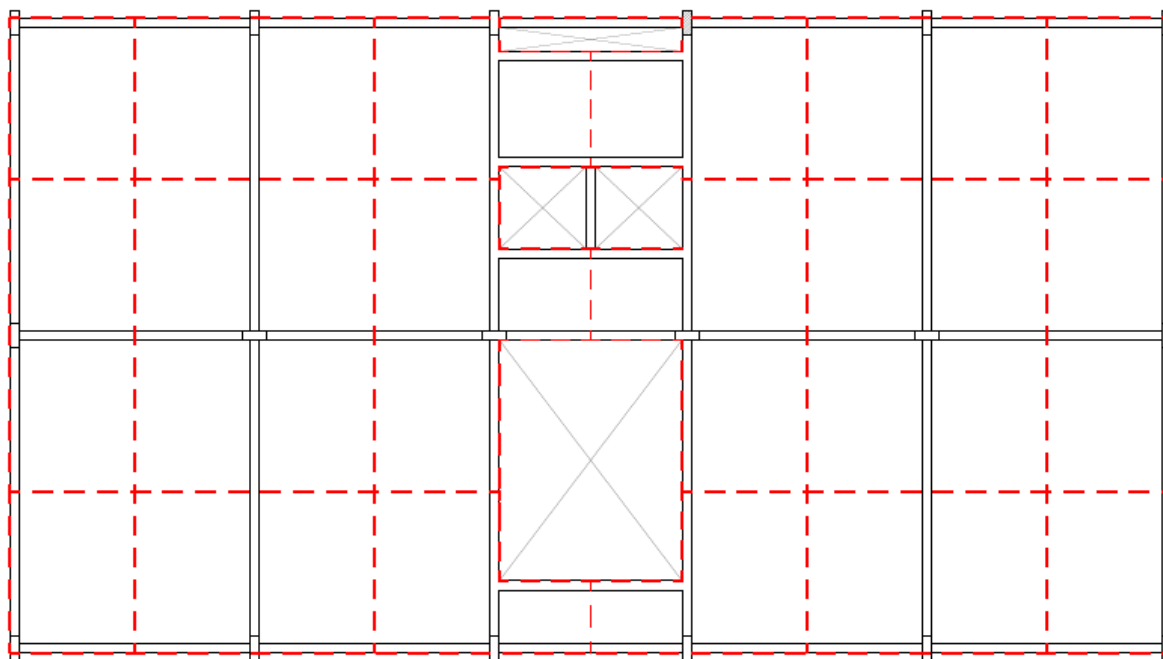
A altura das vigas foi estimada dividindo o seu vão por um valor entre 10 e 12 (PIRES, 2007). No caso do projeto em estudo, optou-se por definir a altura da viga para o maior vão e adotar essa dimensão para todas as outras vigas, facilitando a execução da estrutura.

Como o maior vão livre do projeto possui 6,3 m de comprimento, a altura das vigas deve estar entre os valores de 52,5 cm e 63 cm. Portanto, adotou-se o valor de 60 cm.

2.3.3. Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares foi feito com base no método proposto por Pinheiro (1995), onde as dimensões dos pilares são calculadas a partir dos esforços solicitantes atuantes nas áreas de influência de cada pilar. A área de influência de cada pilar é delimitada pelo desenho das mediatrizes. A Figura 4 mostra a delimitação das áreas de influência de cada pilar.

Figura 4 – Delimitação da área influência para cada pilar



Fonte: (Do autor).

A estimativa da força atuante em cada pilar é encontrada através da Equação 2.7:

$$N_k = p * A * n \quad (2.7)$$

onde:

N_k – Força atuante no pilar;

p – Carga total estimada;

A – Área de influência do pilar;

n – Número de pavimentos atuantes na seção utilizada.

Para esse pré-dimensionamento estimou-se um valor de carga de 12 kN/m², valor comum para edifícios usuais.

Além de esforços de compressão centrada, os pilares podem estar submetidos à esforços de flexão composta reta ou oblíqua, ambas de compressão. Esses esforços normais e fletores podem ser considerados através de um valor de esforço normal equivalente. Esse esforço é encontrado multiplicando o valor de força normal atuante por um coeficiente α que depende do posicionamento do pilar.

$$N_{eq} = \alpha * N_k \quad (2.8)$$

com:

α – 1,8 para pilares internos;

α – 2,2 para pilares de extremidade;

α – 2,5 para pilares de canto.

A área de concreto é encontrada considerando a resistência máxima à compressão centrada do pilar e adotando $\rho = \frac{A_s}{A_c}$. E que a força normal máxima é a força equivalente N_{eq} . Com isso a área de concreto pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$A_c = \frac{N_{eq}}{0,85f_{cd} + \rho\sigma_s} \quad (2.9)$$

O valor de f_{cd} já foi determinado no item 2.2.1 deste trabalho. A taxa de armadura é estimada entre 1,5% e 2,0% e a tensão do aço σ_s é definida pela relação de tensão-deformação do aço considerando a deformação de ε_{c2} . Para esse pré-dimensionamento foi adotado o valor de 2% para ρ e para a relação tensão-deformação do aço considerando a deformação de ε_{c2} resultou em 420 MPa, como mostrado a seguir:

$$\sigma_s = \frac{2 * 434,78}{2,07} = 420 \text{ MPa}$$

O cálculo da área de aço necessária para a seção transversal de cada pilar da edificação é mostrado na Tabela 2, onde se utilizaram as equações 2.7, 2.8 e 2.9. Esse pré-dimensionamento considerou a utilização de 7 pavimentos.

Tabela 2 - Pré-dimensionamento dos pilares

Pilar	Ainf (m²)	Nk (kN) Eq. 2.7	Tipo	α	Neq (kN) Eq. 2.8	Ac (cm²) Eq. 2.9
P1	8,71	731,64	Canto	2,5	1829,1	775,69
P2	16,75	1407	Extremidade	2,2	3095,4	1312,71
P3	13,27	1114,68	Extremidade	2,2	2452,296	1039,98
P4	13,27	1114,68	Extremidade	2,2	2452,296	1039,98
P5	16,75	1407	Extremidade	2,2	3095,4	1312,71
P6	8,71	731,64	Canto	2,5	1829,1	775,69
P7	16,33	1371,72	Extremidade	2,2	3017,784	1279,80
P8	32,5	2730	Interno	1,8	4914	2083,95
P9	20,52	1723,68	Interno	1,8	3102,624	1315,78
P10	20,52	1723,68	Interno	1,8	3102,624	1315,78
P11	32,5	2730	Interno	1,8	4914	2083,95
P12	16,33	1371,72	Extremidade	2,2	3017,784	1279,80
P13	8,71	731,64	Canto	2,5	1829,1	775,69
P14	16,75	1407	Extremidade	2,2	3095,4	1312,71
P15	11,56	971,04	Extremidade	2,2	2136,288	905,97
P16	11,56	971,04	Extremidade	2,2	2136,288	905,97
P17	16,75	1407	Extremidade	2,2	3095,4	1312,71
P18	8,71	731,64	Canto	2,5	1829,1	775,69

Fonte: (Do autor).

É possível notar a necessidade de uma área maior para os pilares internos da edificação em comparação com os pilares de canto. Isso pode ser explicado pelo fato de os pilares internos serem responsáveis por uma área de influência muito maior.

A definição das dimensões dos pilares foi feita de forma a respeitar a área de concreto calculada na Tabela 2. Mas as dimensões dos pilares foram agrupadas em apenas 4 seções diferentes, de forma a proporcionar maior uniformidade ao projeto. Portanto, os pilares possuem seção de 20x40 cm, 20x55 cm, 25x55 cm e 30x70 cm, como mostrado na Tabela 3. Nota-se que a área mínima solicitada pela ABNT NBR 6118:2014 de 360 cm² é respeitada.

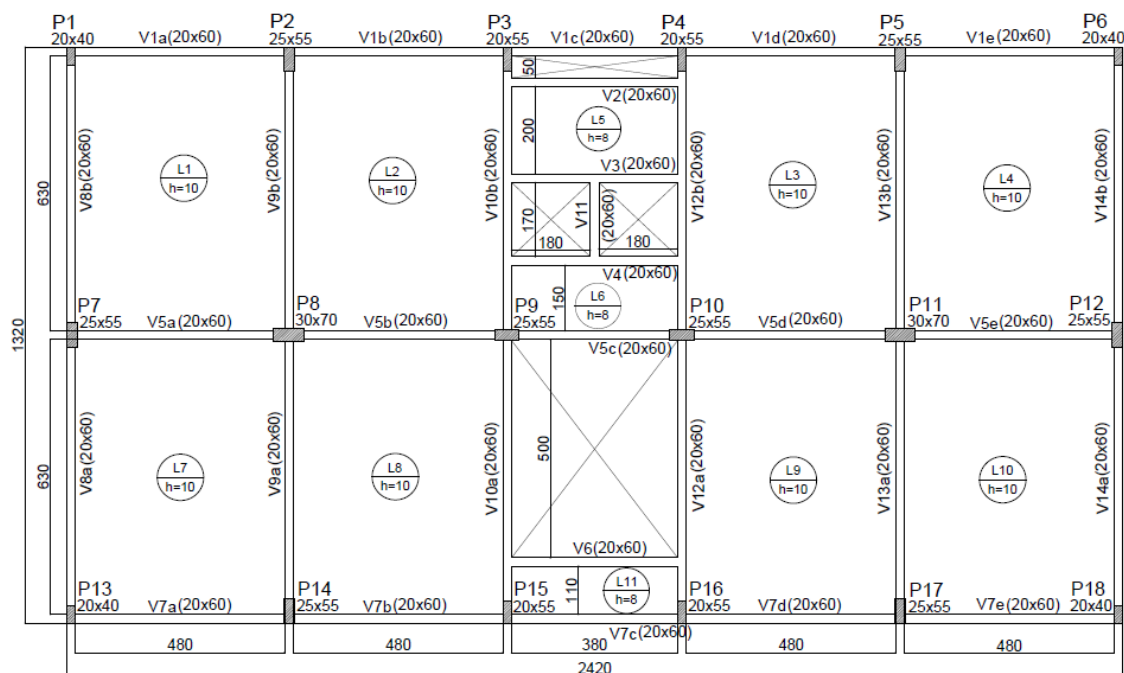
Tabela 3 - Seção transversal dos pilares

Pilar	b (cm)	h (cm)	Ac adotada (cm ²)	Ac (cm ²) Eq. 2.9
P1	20	40	800	775,69
P2	25	55	1375	1312,71
P3	20	55	1100	1039,98
P4	20	55	1100	1039,98
P5	25	55	1375	1312,71
P6	20	40	800	775,69
P7	25	55	1375	1279,80
P8	30	70	2100	2083,95
P9	25	55	1375	1315,78
P10	25	55	1375	1315,78
P11	30	70	2100	2083,95
P12	25	55	1375	1279,80
P13	20	40	800	775,69
P14	25	55	1375	1312,71
P15	20	55	1100	905,97
P16	20	55	1100	905,97
P17	25	55	1375	1312,71
P18	20	40	800	775,69

Fonte: (Do autor).

Uma vez encontrados os valores de pré-dimensionamento para todos os elementos da estrutura, pode-se seguir com as análises estruturais para o dimensionamento. A planta de fôrmas com o posicionamento e a dimensão inicial dos elementos é mostrada na Figura 5.

Figura 5 - Pré-dimensionamento das lajes, vigas e pilares



Fonte: (Do autor).

3. AÇÕES

A principal função da parte estrutural dos edifícios é resistir às ações atuantes que podem comprometer a segurança da edificação. Portanto, a análise estrutural deve sempre levar em consideração essas ações, de forma que o dimensionamento atenda aos critérios de utilização, segurança e durabilidade. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as ações são divididas em ações permanentes e ações variáveis.

3.1. AÇÕES PERMANENTES

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 as ações permanentes são aquelas que possuem valor praticamente constante durante a vida útil da estrutura. Além disso, também são consideradas ações permanentes aquelas que aumentam no tempo, com valor-limite constante.

As principais ações permanentes em edifícios são decorrentes do peso próprio da estrutura e dos elementos não estruturais fixados, como paredes divisórias, por exemplo. Além disso, empuxos de terra também se enquadram nesse tipo de ações.

Além das ações diretas de peso dos materiais, as estruturas estão sujeitas a ações permanentes indiretas, causadas pela retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

3.2. AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis são basicamente aquelas decorrentes de elementos não fixos na estrutura, como móveis, o uso da edificação, impacto vertical e lateral, força longitudinal de frenagem ou aceleração e força centrífuga. Além disso, as ações variáveis podem decorrer de fenômenos meteorológicos que a estrutura pode estar exposta, nesse caso destacam-se as ações de vento e de água.

3.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Os carregamentos considerados para o projeto de uma estrutura são definidos por uma combinação de ações que podem atuar nessa estrutura durante um determinado período de tempo.

Conforme o item 11.8.1 da ABNT NBR 6118:2014:

“A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.” (ABNT NBR 6118: 2014, p. 66).

3.3.1. Combinações últimas

As combinações últimas são divididas em últimas normais, especiais ou de construção e combinações excepcionais como exposto na tabela 11.3 da ABNT NBR 6118:2014 (Combinações últimas).

Portanto, para o ELU no caso de esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado, o cálculo da solicitação é feito pela seguinte expressão:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (3.1)$$

onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ são os coeficientes de majoração retirados da tabela 11.1;

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$, são os coeficientes retirados da tabela 11.2.

Para o presente trabalho, serão desprezadas as ações de retração e temperatura. Dessa forma, a equação ganha uma simplificação, desprezando as parcelas referentes à essas ações:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk} \right) \quad (3.2)$$

Sendo assim é possível calcular as combinações de ações atuantes na estrutura para análise.

3.3.2. Combinações de serviço

As combinações de serviço são divididas em combinações quase permanentes, frequentes ou raras. Essa divisão está ligada à permanência da ação na estrutura. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, essas diferentes combinações possuem as seguintes características:

- Quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida útil da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas;
- Frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações

de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;

- c) Raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

As combinações de serviço devem ser efetuadas conforme exposto na Tabela 4.

Tabela 4 – Combinações de ações para o ELS

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$
onde $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014, p.69).

3.3.3. Coeficientes de ponderação

Os valores considerados para as ações utilizados no projeto estrutural são os valores representativos, multiplicando-os por coeficientes de ponderação γ_f . Esse coeficiente, segundo o item 11.7.1 da ABNT NBR 6118:2014, é utilizado para efetuar a majoração das ações, e é feito de acordo com o tipo de verificação que se pretende fazer.

4. LAJES MACIÇAS

As lajes são elementos estruturais que têm a função de resistir às ações verticais atuantes na estrutura. Essas ações, sejam elas permanentes ou acidentais, são absorvidas pelas lajes que as transmitem aos apoios, que podem ser vigas ou até mesmo diretamente nos pilares.

Outra função importante das lajes é funcionar como diafragmas rígidos, que transmitem os esforços horizontais ao longo da estrutura. Nesse caso, o comportamento da laje é de chapa.

Historicamente, as lajes maciças apoiadas em vigas são as mais utilizadas em estruturas de concreto armado. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2010), a relação entre a espessura e o menor vão da laje costuma variar de 1/40 a 1/60. A Figura 6 ilustra uma estrutura usual com lajes maciças.

Figura 6 - Estrutura com lajes maciças



Fonte: (“Lajes maciças vantagens e desvantagens”. DecorandoCasas.com.br. Acesso em: 12/11/2018. <<http://decorandocasas.com.br/2018/08/08/laje-macica-vantagens-e-desvantagens/>>).

4.1. ANÁLISE ESTRUTURAL DA LAJE MACIÇA

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 14.5.1, para a análise estrutural das lajes, podem ser utilizados: análise linear, análise linear com redistribuição, análise plástica, análise não linear e análise através de modelos físicos. O método que será utilizado para a obtenção dos esforços e deslocamentos nas lajes para o presente trabalho é o método de análise linear, baseado na teoria da elasticidade.

O item 14.5.2 da ABNT NBR 6118:2014 define que o método da análise linear admite o comportamento elástico-linear para os materiais. Além disso, segundo a norma, “os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados limites de serviço”.

Além disso, os esforços encontrados por essa análise também podem ser utilizados para o dimensionamento no estado-limite último desde que a ductilidade mínima seja garantida.

O elemento estrutural que representa a laje são as placas. Segundo o item 14.4.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, os elementos de placas são “elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. As placas de concreto são usualmente denominadas lajes”.

A equação fundamental das placas delgadas, que pode ser encontrada em Timoshenko e Woinowsky (1959), submetida a uma carga $p(x,y)$, para um elemento infinitesimal, obtida pelo equilíbrio e compatibilidade de deslocamentos, relacionando momentos fletores com curvatura é dada pela Equação 4.1.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{p}{D}$$

onde:

w é o deslocamento vertical;

x, y são as coordenadas de um ponto genérico da placa;

p é a intensidade da carga atuante;

$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ é a rigidez à flexão da placa;

E é o módulo de deformação longitudinal do concreto;

ν é o coeficiente de Poisson.

A solução analítica desta equação diferencial existe para poucas situações, usualmente incomum para uma estrutura de concreto armado. Alternativamente, pode-se utilizar o método das diferenças finitas ou a utilização de séries para a representação do valor de $p(x,y)$. Outra forma de resolver uma placa é com a utilização de elementos finitos ou grelha equivalente, ambos processos numéricos, de acordo com o exposto por Carvalho e Figueiredo Filho (2010).

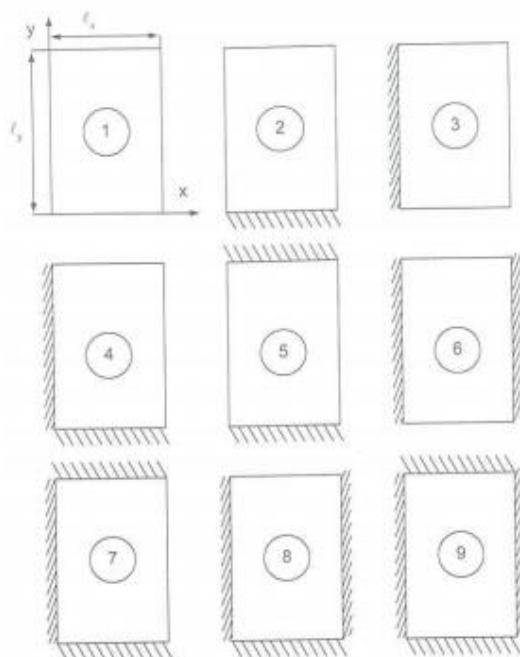
Para o presente trabalho, serão utilizadas tabelas desenvolvidas utilizando a solução da equação diferencial da placa pelo processo das séries. Tais tabelas foram desenvolvidas por Bares (1972) e, para a sua utilização, o pavimento deve ser discretizado, onde cada laje é calculada como um elemento isolado, criando então um modelo matemático que considera o tamanho, carregamento e vinculação de cada laje.

As lajes podem ser apoiadas em paredes de alvenaria estrutural, paredes de concreto, vigas ou também diretamente nos pilares. Cada um destes apoios proporciona comportamentos específicos no que diz respeito às vinculações. Existem três tipos de vinculação que podem ser consideradas. São elas: apoio simples, engaste ou bordo livre.

Os engastes são utilizados nos casos onde é necessário garantir o equilíbrio estático da estrutura, como acontece nas lajes em balanço. Nos casos onde há continuidade entre lajes vizinhas é possível, em algumas situações, existir um engastamento elástico entre elas. Os bordos simplesmente apoiados ocorrem quando a laje se apoia em vigas ou paredes perimetrais e os bordos livres ocorrem na ausência de vigas.

Uma vez definidas as vinculações das lajes, é possível classificá-las em casos para efetuar o dimensionamento utilizando as tabelas desenvolvidas por Bares. Esses casos de vinculação para as lajes são mostrados na Figura 7.

Figura 7 - Casos de vinculação para as lajes



Fonte: (Carvalho e Figueiredo Filho, 2010, p.302).

Com o auxílio das tabelas de Bares, os momentos fletores máximos atuantes nas lajes são encontrados pelas seguintes expressões:

Momentos máximos positivos nas direções x e y:

$$M_x = \frac{\mu_x p l_x^2}{100} \quad (4.1)$$

$$M_y = \frac{\mu_y p l_x^2}{100} \quad (4.2)$$

Momentos fletores máximos negativos nas direções x e y:

$$M_x^- = \frac{\mu_x^- p l_x^2}{100} \quad (4.3)$$

$$M_y^- = \frac{\mu_y^- p l_x^2}{100} \quad (4.4)$$

onde:

p é o carregamento uniformemente distribuído na placa;

l_x é menor vão da placa.

$\mu_x, \mu_y, \mu_x^-, \mu_y^-$ são os coeficientes fornecidos nas tabelas.

A seguir será mostrado o procedimento para construção do modelo matemático de cada laje.

4.2. VÃOS EFETIVOS

Os vãos efetivos das lajes devem ser calculados da mesma forma que para as vigas, segundo o item 14.6.2.2 da ABNT NBR 6118:2014, como mostrado a seguir e na Figura 8:

$$l_{ef} = l_o + a_1 + a_2 \quad (4.5)$$

Com,

$$a_1 \leq \begin{cases} t_1/2 \\ 0,3h \end{cases} \quad a_2 \leq \begin{cases} t_2/2 \\ 0,3h \end{cases}$$

onde:

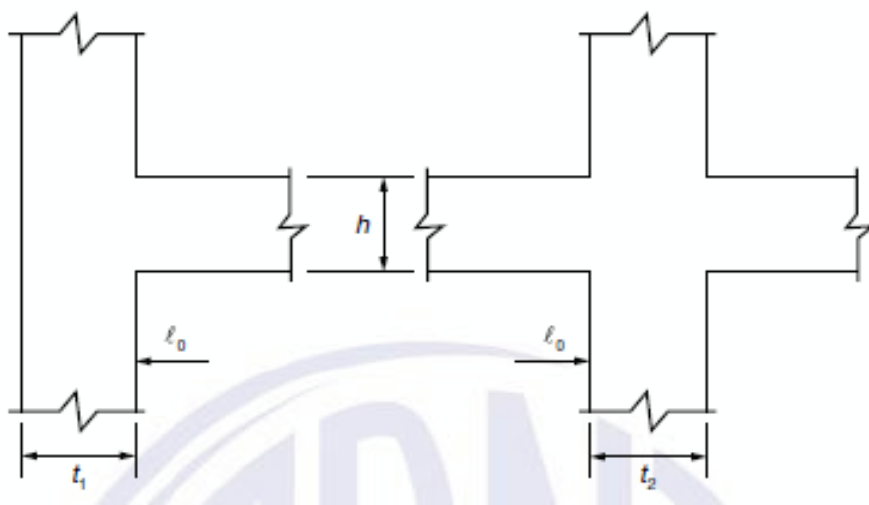
l_{ef} – comprimento efetivo do vão para o cálculo da laje;

l_o – vão livre da laje;

t_1 e t_2 – base da viga que apoia a laje;

h – altura da laje.

Figura 8 - Vãos efetivos das lajes



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014, p.90).

Na Tabela 5 encontram-se os valores dos vãos efetivos calculados a partir da espessura adotada para as lajes.

Tabela 5 - Vãos efetivos das lajes

Laje	t1 (cm)	h (cm)	a1 = a2 (cm)	$l_{0,x}$ (cm)	$l_{0,y}$ (cm)	l_x (cm)	l_y (cm)
L1/L4	20	10	3	480	630	486,0	636,0
L2/L3	20	10	3	480	630	486,0	636,0
L5	20	8	2,4	200	380	204,8	384,8
L6	20	8	2,4	150	380	154,8	384,8
L7/L10	20	10	3	480	630	486,0	636,0
L8/L9	20	10	3	480	630	486,0	636,0
L11	20	8	2,4	110	380	114,8	384,8

Fonte: (Do autor).

4.3. CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A DIREÇÃO E OS CASOS DE VINCULAÇÃO

Caso uma das dimensões da laje seja muito superior à outra, é possível classificar a laje como unidirecional, cujo método de resolução pode ser simplificado para uma viga disposta na menor direção.

A classificação da laje em uni ou bidirecional é feita analisando a relação entre o maior e o menor vão da laje, como mostrado na Equação 4.6:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (4.6)$$

onde:

l_x é o menor vão;

l_y é o maior vão.

Caso λ resulte em maior que 2, a laje será unidirecional, caso contrário, bidirecional. Calculando o λ e também considerando os casos de vinculação disposto na Figura 7, obtém-se a Tabela 6.

Tabela 6 - Classificação quanto à direção e caso das lajes

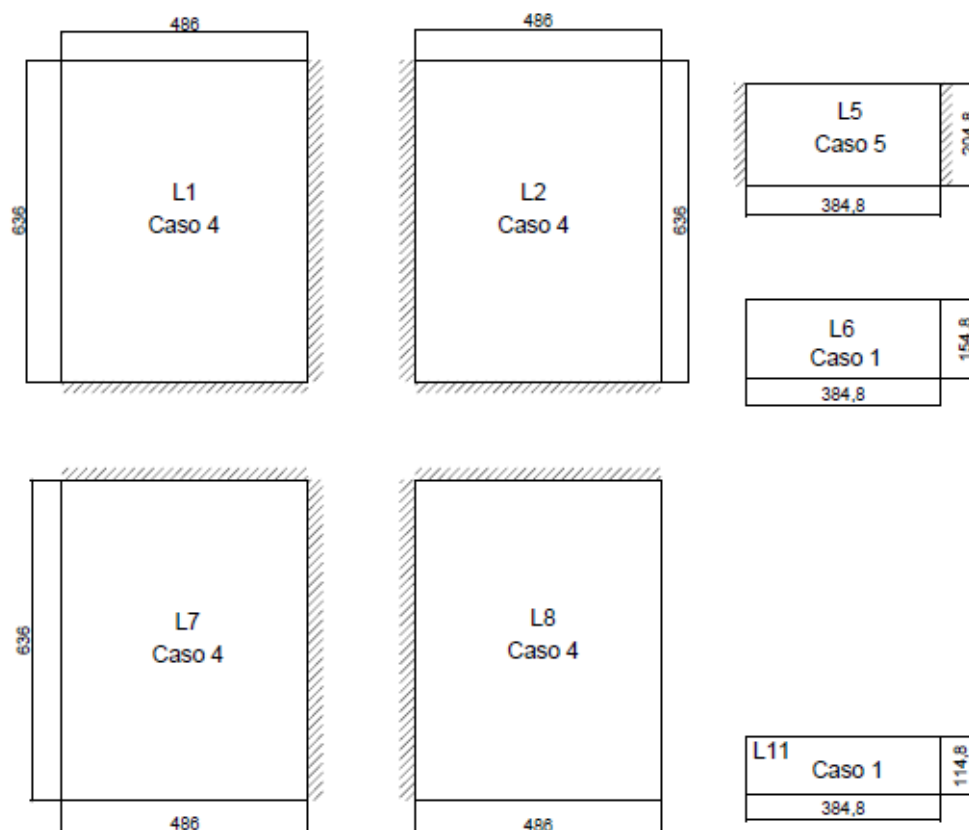
Laje	l_x (cm)	l_y (cm)	λ	Observação	Caso
L1/L4	486,0	636,0	1,31	Bidirecional	4
L2/L3	486,0	636,0	1,31	Bidirecional	4
L5	204,8	384,8	1,88	Bidirecional	5
L6	154,8	384,8	2,49	Unidirecional	1
L7/L10	486,0	636,0	1,31	Bidirecional	4
L8/L9	486,0	636,0	1,31	Bidirecional	4
L11	114,8	384,8	3,35	Unidirecional	1

Fonte: (Do autor).

As lajes L6 e L11 foram classificadas como unidirecionais, ou seja, não serão calculados os esforços na direção y, sendo considerados apenas os esforços na direção x dessas lajes. Como elas possuem continuidade com outras lajes apenas em y, não foi considerado engaste nessas regiões. Dessa forma, as lajes L6 e L11 foram enquadradas no caso 1 de vinculação.

A disposição dos modelos das lajes isoladas pode ser visualizada na Figura 9. Como a estrutura possui um eixo de simetria, os cálculos foram feitos apenas para a metade da estrutura.

Figura 9 - Resumo das vinculações das lajes



Fonte: (Do autor).

4.4. AÇÕES NAS LAJES

4.4.1. Ações Permanentes

O carregamento permanente nas lajes foi calculado multiplicando a espessura da camada de cada material pelo respectivo peso específico aparente, encontrado na Tabela 1 na ABNT NBR 6120:1980 (Peso específico dos materiais de construção). A exceção fica a cargo do peso de forro, que foi definido pelo peso usualmente dado pelos fabricantes encontrados no mercado.

A camada de contrapiso será feita com argamassa de cimento e areia, o reboco inferior com argamassa de cal, cimento e areia e o revestimento será composto por lajotas cerâmicas.

O forro é de gesso. A Tabela 7 mostra o resumo dos carregamentos permanentes comuns a todas as lajes do pavimento tipo.

Tabela 7 - Carregamento comum a todas as lajes

Material	Peso Específico (kN/m ³)	Espessura (e) (cm)	Carga geral (kN/m ²)
Contrapiso	21	4	0,84
Revestimento	18	1,5	0,27
Reboco Inferior	19	1	0,19
Forro	-	-	0,05
Soma (kN/m ²)			1,35

Fonte: (Do autor).

Para o cálculo da carga de parede deve-se inicialmente saber a classificação quanto à direção da laje. Além disso, deve-se conhecer o peso específico dos materiais que compõem a parede, ou o peso específico da parede como um todo, a sua espessura, altura e comprimento.

Para as lajes armadas em duas direções, o carregamento de parede é considerado distribuído em toda a área da laje, determinado através da seguinte Equação:

$$g_{par} = \frac{\gamma_{alv} * e * h * l}{A_{laje}} * k \quad (4.7)$$

onde:

g_{par} é a carga de parede na laje (kN/m²);

γ_{alv} é o peso específico da alvenaria (kN/m³);

e é a espessura da parede (m);

h é a altura da parede (m);

l é o perímetro da parede ao longo da laje (m);

A_{laje} é a área da laje (m²) = $l_x * l_y$;

k é um coeficiente que depende do posicionamento das paredes nas lajes. No caso do projeto em estudo, adotou-se o valor de 1.

A carga de parede em lajes armadas em uma direção é calculada de maneira diferente, mas para o projeto em estudo, as lajes unidirecionais não possuem parede. A Tabela 8 mostra as características das paredes da edificação e o seu peso linear.

Tabela 8 – Características das paredes da edificação

Peso Específico da Alvenaria (kN/m^3) - γ	13
Espessura da Alvenaria (cm) - e	15
Altura das Paredes (m) - h	2,6
Peso Linear (kN/m) - $p = \gamma * e * h$	5,1

Fonte: (Do autor).

A carga de parede, portanto, foi calculada através da equação 4.7 e com base nas características das paredes mostradas na Tabela 10.

Uma vez calculados os valores de carga geral, os carregamentos de parede e definida a espessura da laje, é possível determinar a carga permanente total atuante somando a contribuição de todas essas parcelas. O peso próprio é o produto da espessura de cada laje pelo peso específico do concreto armado de 25 kN/m^3 . Assim, a carga permanente total em cada laje é a soma da carga de peso próprio, a carga geral calculada na Tabela 9 deste trabalho e a carga de parede. O resultado de carga permanente para cada laje é mostrado na Tabela 9.

Tabela 9 – Resumo das cargas permanente nas lajes maciças

Laje	h (cm)	Peso Próprio (kN/m^2)	Carga Geral (kN/m^2)	Parede (kN/m^2)	Permanente Total (kN/m^2)
L1/L4	10	2,5	1,35	0,79	4,64
L2/L3	10	2,5	1,35	0,79	4,64
L5	8	2	1,35	1,29	4,64
L6	8	2	1,35	0,00	3,35
L7/L10	10	2,5	1,35	0,56	4,41
L8/L9	10	2,5	1,35	0,56	4,41
L11	8	2	1,35	0,00	3,35

Fonte: (Do autor).

4.4.2. Ações Acidentais

A carga variável considerada foi retirada da Tabela 2 da ABNT NBR 6120:1980 (Valores mínimos das cargas verticais), sendo definido o valor de 2 kN/m² por se tratar de salas para escritórios e banheiros.

4.4.3. Combinações de ações

No cálculo das lajes, foram utilizadas três combinações de ações para dimensionamento, verificação de formação de fissuras e deformações. Os coeficientes de ponderação de ações foram retirados das Tabelas apresentadas no item 11.7.1 da ABNT NBR 6118:2014.

Sendo assim, através da Equação 3.2 encontraram-se os valores para cada combinação de ações necessárias para as verificações e dimensionamento, mostradas na Tabela 10

Tabela 10 – Combinações de ações

Laje	Permanente Total (kN/m ²) (g)	Acidental (kN/m ²) (q)	$\Psi 2$	Comb. Quase Permanente (kN/m ²) (g+ $\Psi 2$ *q)	$\Psi 1$	Comb. Frequente (kN/m ²) (g+ $\Psi 1$ *q)	γ	Comb. Última (kN/m ²) $\gamma^*(g+q)$
L1/L4	4,64	2	0,4	5,44	0,6	5,84	1,4	9,29
L2/L3	4,64	2	0,4	5,44	0,6	5,84	1,4	9,29
L5	4,64	2	0,4	5,44	0,6	5,84	1,4	9,29
L6	3,35	2	0,4	4,15	0,6	4,55	1,4	7,49
L7/L10	4,41	2	0,4	5,21	0,6	5,61	1,4	8,97
L8/L9	4,41	2	0,4	5,21	0,6	5,61	1,4	8,97
L11	3,35	2	0,4	4,15	0,6	4,55	1,4	7,49

Fonte: (Do autor).

4.5. ELU - FLEXÃO

A partir da combinação última de ações, calcularam-se os momentos fletores para dimensionamento da estrutura através das equações 4.1 a 4.4. Para as lajes L6 e L11, que são

classificadas como unidirecionais, a equação para determinação dos momentos máximos é a 4.8 mostrada a seguir. Para essa situação, a laje é calculada considerando-se uma viga com largura de 1 metro ao longo do menor vão, onde ocorrem os maiores esforços.

As lajes classificadas como unidirecionais são dimensionadas de forma semelhante ao método usado para vigas submetidas a carregamento vertical. As lajes unidirecionais deste projeto possuem dois apoios simples na direção do menor vão. Para o cálculo dos momentos positivos em lajes com dois apoios, é utilizada a seguinte expressão:

$$M^+ = \frac{pl^2}{8} \quad (4.8)$$

- Laje L6:

$$M^+ = \frac{7,49 * 1,548^2}{8} = 2,24 \text{ kNm/m}$$

- Laje L11:

$$M^+ = \frac{7,49 * 1,148^2}{8} = 1,23 \text{ kNm/m}$$

Os momentos fletores para as lajes bidirecionais dependem dos coeficientes retirados das tabelas de Bares. A Tabela 11 a seguir mostra os resultados para os coeficientes em função da relação entre os vãos das lajes e os seus respectivos casos.

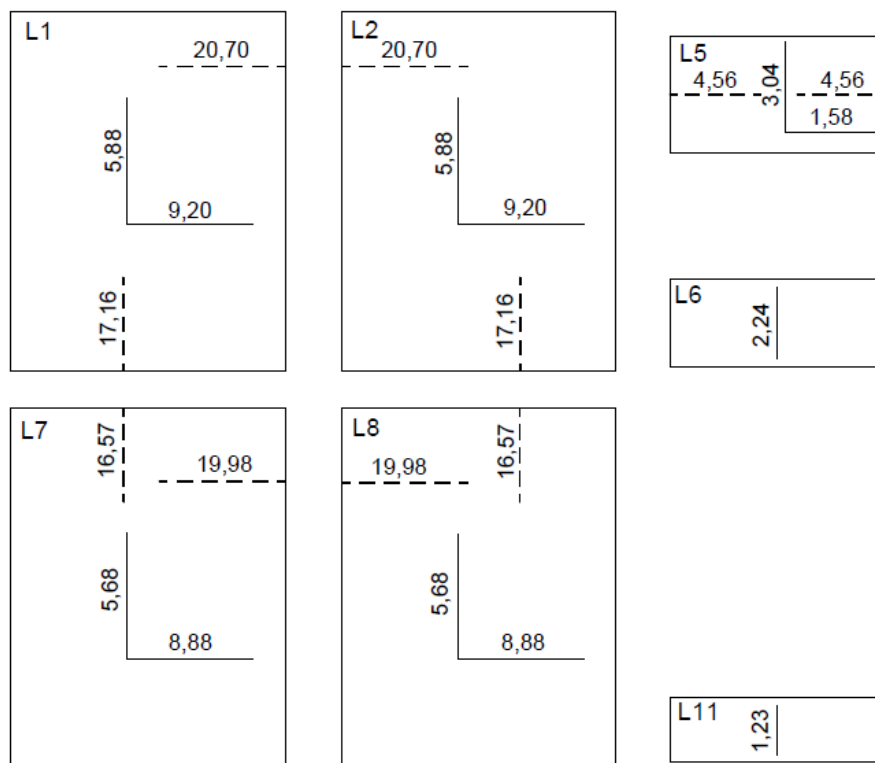
Tabela 11 – Coeficientes para cálculo dos momentos fletores nas lajes bidirecionais

Laje	Caso	lx (cm)	λ	Comb. Última (kN/m ²)	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y
L1/L4	4	486,0	1,31	9,29	4,19	9,43	2,68	7,82
L2/L3	4	486,0	1,31	9,29	4,19	9,43	2,68	7,82
L5	5	204,8	1,88	9,29	7,79	0	4,06	11,7
L7/L10	4	486,0	1,31	8,97	4,19	9,43	2,68	7,82
L8/L9	4	486,0	1,31	8,97	4,19	9,43	2,68	7,82

Fonte: (Do autor).

A Figura 10 mostra o resumo dos momentos máximos calculados para o ELU de flexão das lajes isoladas. As linhas tracejadas representam os momentos negativos onde existe engastamento. Os valores estão em kNm/m.

Figura 10 - Momentos máximos para o ELU de flexão



Fonte: (Do autor).

Os esforços calculados para as lajes de forma isolada devem ser compatibilizados, uma vez que elas trabalham de forma conjunta. Essa compatibilização ocorre entre os momentos fletores negativos nos apoios intermediários. A correção dos momentos negativos pode ser feita da seguinte forma:

$$M^- \geq \begin{cases} 0,8M_a^- \\ 0,8M_b^- \\ \frac{M_a^- + M_b^-}{2} \end{cases}$$

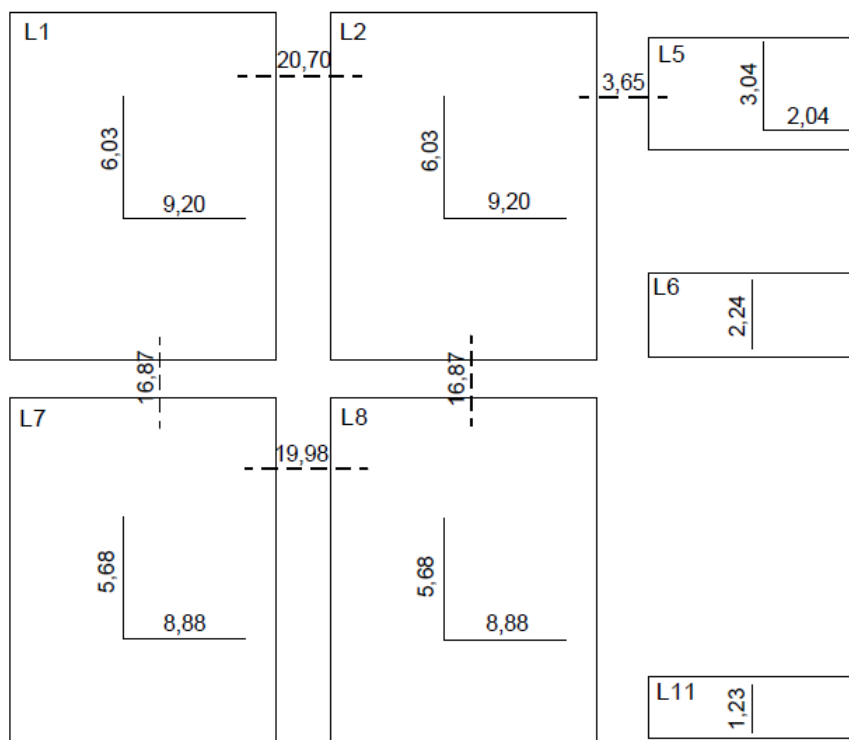
onde M_a^- e M_b^- são os momentos negativos em cada laje.

Após a compatibilização dos momentos negativos deve-se fazer a correção dos momentos positivos da seguinte forma: para vãos extremos deve-se adicionar a metade da

variação do momento fletor negativo e para vão intermediários deve-se adicionar a média das variações que ocorreram entre os momentos negativos.

A correção dos momentos positivos só é considerada se ela aumentar o valor do mesmo, caso contrário, o momento original é considerado a favor da segurança. A Figura 11 a seguir mostram o resultado dos momentos compatibilizados.

Figura 11 - Momentos máximos compatibilizados para o ELU de flexão



Fonte: (Do autor).

4.6. CÁLCULO DAS ARMADURAS

O dimensionamento de lajes é feito pelo mesmo procedimento utilizado para uma viga sob flexão simples, onde nesse caso a base do elemento é fixado em 100 cm, pois o momento fletor obtido é por metro. Dessa forma obtém-se a área de aço necessária por metro de laje ao longo do vão.

A ABNT NBR 6118:2018 estabelece que se deve respeitar as condições de ductilidade de acordo com o item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014 onde para concretos com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ a relação entre a posição da linha neutra e a altura útil da seção deve ser de $x/d \leq 0,45$.

Como em lajes não são utilizadas armadura dupla, quando o limite de dutilidade não for atendido deve-se aumentar a altura da laje. O cálculo da posição da linha neutra na seção pode ser feito pela Equação 4.9, retirada das notas de aula da disciplina de estruturas de concreto armado II do curso de Engenharia Civil da UFSC dos professores Perlin, Pinto e Padaratz (2018):

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \left(\frac{M_d}{b_w * \alpha_c f_{cd}} \right)}}{\lambda} \quad (4.9)$$

onde:

d é a distância entre a armadura tracionada e a face comprimida;

M_d é o momento de cálculo atuante na seção;

b_w é a largura da seção (100 cm para lajes);

α_c é igual a 0,85 para concretos até C50, para concretos entre C50 e C90 $\alpha_c = 0,85\{1 - (f_{ck} - 50)/200\}$, com f_{ck} em MPa;

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto aos 28 dias;

λ é igual a 0,8 para concretos até C50 e para concretos entre C50 e C90 $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$, com f_{ck} em MPa.

As distâncias d para as direções x e y das lajes são determinadas pelas equações 4.10 e 4.11, respectivamente:

$$dx = h - c - \emptyset x / 2 \quad (4.10)$$

$$dy = h - c - \emptyset x - \emptyset y / 2 \quad (4.11)$$

onde:

h é a altura da laje;

c é o cobrimento inferior da laje;

$\emptyset x$ e $\emptyset y$ são os diâmetros das barras para as direções x e y, respectivamente;

O braço de alavanca é dado pela seguinte equação:

$$z = d - 0,5\lambda x \quad (4.12)$$

Com isso é possível encontrar a área de aço necessária para a seção através da seguinte equação:

$$A_s = \frac{M_d}{zf_{yd}} \quad (4.13)$$

onde:

A_s é a área de aço para a seção;

M_d é a momento de cálculo atuante na seção;

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço.

A posição da linha neutra foi calculada através da equação 4.9. O diâmetro inicial foi definido respeitando o diâmetro máximo de $h/8$, onde, nas lajes com vãos menores, foi definido um diâmetro reduzido para as barras, visto que para essas lajes os esforços são menores. Após o cálculo da posição da linha neutra, foi possível verificar a situação da seção quanto à ductilidade. A Tabela 12 mostra os resultados obtidos para a posição da linha neutra para as lajes na direção x.

Tabela 12 – Posição da L.N. e na direção x positiva

Laje	h (cm)	Ø max h/8 (cm)	Øx (cm)	c (cm)	d (cm) (Eq. 4.10)	fcd (MPa)	Md (kNm/m)	x (cm) (Eq. 4.9)	Dutibilidade e Domínio x/d <0,45?
L1/L4	10	1,25	1	2,5	7,0	17,86	9,20	1,16	Sim
L2/L3	10	1,25	1	2,5	7,0	17,86	9,20	1,16	Sim
L5	8	1	0,63	2,5	5,2	17,86	3,04	0,50	Sim
L6	8	1	0,63	2,5	5,2	17,86	2,24	0,37	Sim
L7/L10	10	1,25	1	2,5	7,0	17,86	8,88	1,12	Sim
L8/L9	10	1,25	1	2,5	7,0	17,86	8,88	1,12	Sim
L11	8	1	0,63	2,5	5,2	17,86	1,23	0,20	Sim

Fonte: (Do autor).

O mesmo procedimento foi utilizado para o cálculo da posição da linha neutra na direção y das lajes. Nesse caso, a única diferença é que o cálculo da altura útil (d) leva em conta a presença da armadura na posição x . A seguir são mostrados os resultados obtidos para a posição da linha neutra em y .

Tabela 13 – Posição da L.N. na direção y positiva

Laje	h (cm)	\varnothing_x (cm)	\varnothing_y (cm)	c (cm)	d (cm) (Eq. 4.11)	f_{cd} (MPa)	M_d (kNm/m)	x (cm) (Eq. 4.9)	Dutibilidade e Domínio $x/d < 0,45$?
L1/L4	10	1	0,8	2,5	6,1	17,86	6,03	0,86	Sim
L2/L3	10	1	0,8	2,5	6,1	17,86	6,03	0,86	Sim
L5	8	0,63	0,63	2,5	4,555	17,86	2,04	0,38	Sim
L6	8	0,63	0,63	2,5	4,555	17,86	0,00	0,00	Sim
L7/L10	10	1	0,8	2,5	6,1	17,86	5,68	0,81	Sim
L8/L9	10	1	0,8	2,5	6,1	17,86	5,68	0,81	Sim
L11	8	0,63	0,63	2,5	4,555	17,86	0,00	0,00	Sim

Fonte: (Do autor).

Por fim, o cálculo da linha neutra nas regiões de momento negativo considera o cobrimento superior de 1,5 cm para as armaduras.

Tabela 14 – Posição da L.N. para região de momentos negativos

Região	h (cm)	\varnothing_{\max} $h/8$ (cm)	\varnothing (cm)	c (cm)	d (cm) (Eq. 4.10)	f_{cd} (MPa)	M_d (kNm/m)	x (cm) (Eq. 4.9)	Dutibilidade e Domínio $x/d < 0,45$?
L1 - L2	10	1,25	1,25	1,5	7,88	17,86	20,70	2,48	Sim
L2 - L5	8	1	0,63	1,5	6,19	17,86	3,65	0,50	Sim
L1 - L7 L2 - L8	10	1,25	1,25	1,5	7,88	17,86	16,87	1,96	Sim
L7 - L8	10	1,25	1,25	1,5	7,88	17,86	19,98	2,38	Sim

Fonte: (Do autor).

Uma vez calculadas a posição da L.N. para cada seção das lajes e verificados os limites de dutibilidade, calculou-se a área de aço necessária para cada seção através da equação 4.13 para o cálculo da área de aço na seção, sendo verificada a área de aço mínima conforme a ABNT NBR 6118:2018.

Os valores mínimos para as armaduras são dados pela Tabela 19.1 da ABNT NBR 6118:2018 (Valores mínimos para armaduras passivas aderentes).

Tabela 15 – Valores mínimos para armaduras passivas aderente

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20 \%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{min}$		—

onde

$\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$.

NOTA Os valores de ρ_{min} são definidos em 17.3.5.2.1.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014, p.158).

As Tabelas 16, 17 e 18 mostram os resultados obtidos para as áreas de aço calculadas para as direções x, y e regiões de momento negativo nas lajes, respectivamente.

Tabela 16 – Área de aço para a direção x positiva

Laje	h (cm)	x (cm)	Md (kNm/m)	f _{yd} (MPa)	d (cm)	A _s (cm ² /m) (Eq. 4.13)	A _s mínima (cm ² /m)	A _s calculada (cm ² /m)
L1/L4	10	1,16	9,20	434,78	7	3,24	1,01	3,24
L2/L3	10	1,16	9,20	434,78	7	3,24	1,01	3,24
L5	8	0,50	3,04	434,78	5,185	1,40	0,80	1,40
L6	8	0,37	2,24	434,78	5,185	1,02	1,20	1,20
L7/L10	10	1,12	8,88	434,78	7	3,12	1,01	3,12
L8/L9	10	1,12	8,88	434,78	7	3,12	1,01	3,12
L11	8	0,20	1,23	434,78	5,185	0,56	1,20	1,20

Fonte: (Do autor).

Nota-se que para as lajes L6 e L11, por possuírem menor solicitação e terem dimensões pequenas na direção de menor vão resultaram em armadura mínima.

Tabela 17 – Área de aço para a direção y positiva

Laje	h (cm)	x (cm)	Md (kNm/m)	f _{yd} (MPa)	d (cm)	As (cm ² /m) (Eq. 4.13)	As mínima (cm ² /m)	As calculada (cm ² /m)
L1/L4	10	0,86	6,03	434,78	6,10	2,41	1,01	2,41
L2/L3	10	0,86	6,03	434,78	6,10	2,41	1,01	2,41
L5	8	0,38	2,04	434,78	4,56	1,06	0,80	1,06
L6	8	0,00	0,00	434,78	4,56	0,00	1,20	1,20
L7/L10	10	0,81	5,68	434,78	6,10	2,26	1,01	2,26
L8/L9	10	0,81	5,68	434,78	6,10	2,26	1,01	2,26
L11	8	0,00	0,00	434,78	4,56	0,00	1,20	1,20

Fonte: (Do autor).

Como as lajes L6 e L11 são unidirecionais, os esforços na direção y são desconsiderados. Dessa forma, elas são armadas apenas com a área mínima de aço conforme a tabela 18 mostrada anteriormente.

Tabela 18 – Área de aço para a armadura negativa

Região	h (cm)	x (cm)	Md (kNm/m)	f _{yd} (MPa)	d (cm)	As (cm ² /m) (Eq. 4.13)	As mínima (cm ² /m)	As calculada (cm ² /m)
L1 - L2	10	2,48	20,70	434,78	7,88	6,91	1,50	6,91
L2 - L5	8	0,50	3,65	434,78	6,19	1,40	1,20	1,40
L1 - L7 L2 - L8	10	1,96	16,87	434,78	7,88	5,47	1,50	5,47
L7 - L8	10	2,38	19,98	434,78	7,88	6,64	1,50	6,64

Fonte: (Do autor).

O dimensionamento para os momentos negativos foram os que resultaram em maior área de aço necessária, pois os momentos negativos são maiores que os positivos.

4.7. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Para o detalhamento das armaduras das lajes, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece alguns critérios que devem ser atendidos, como mostrado a seguir:

- Qualquer barra da armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual a $h/8$;

- Para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão e à punção, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura.

4.7.1. Armadura positiva

O número de barras para o vão da laje pode ser encontrado dividindo a área de aço calculada pela área de aço da bitola escolhido para cada vão, como mostrado na Equação 4.14.

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} \quad (4.14)$$

Portanto, o espaçamento (s) entre as barras, em cm, é dado pela da seguinte forma:

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{n} \quad (4.15)$$

Lembrando que deve-se verificar o limite máximo de espaçamento definido pela norma, de 2h e 20 cm. A quantidade de barras utilizadas no vão é calculado pela seguinte Equação:

$$Q = \frac{l_o}{s} - 1 \quad (4.16)$$

Onde l_o é o vão entre as faces das vigas e a quantidade calculada deve ser arredondada para o valor inteiro imediatamente superior.

O comprimento das barras é usualmente calculado pela soma do vão livre mais os comprimentos de ancoragem de $l_{b,dis}$, como mostrado a seguir:

$$C = l_{b,dis} + l_o + l_{b,dis} \quad (4.17)$$

Onde $l_{b,dis}$ é o comprimento de ancoragem disponível nas vigas. Para o caso do projeto em estudo, como todas as vigas possuem base de 20 cm e cobrimento de 3 cm, o comprimento disponível é 17 cm. Esse valor deve ser somado ao vão livre de cada laje para cada lado e assim obtém-se o comprimento total das barras. No comprimento total deve ser

descontado o comprimento devido a dobradura da armadura, onde deve-se descontar 1 cm para cada dobra nas barras de 6,3 mm, 2 cm para as barras de 8,0 mm e 10,0 mm, e 3 cm para cada dobra nas barras de 12,5 mm.

4.7.2. Armadura negativa

Para as armaduras negativas, o cálculo da quantidade de barras e espaçamento é feito da mesma forma que para as armaduras positivas. Já o comprimento é calculado a partir de um diagrama triangular de momentos já deslocado de base igual a $0,25l_{x,max}$, com $l_{x,max}$ dado por:

- Maior dos menores vãos das lajes adjacentes quando ambas forem engastadas.
- Menor vão da laje engastada quando a outra for supostamente apoiada.

Além disso, deve-se somar o comprimento de ancoragem de 10ϕ e o gancho construtivo, dado pela diferença entre a altura da laje e a soma do cobrimento superior e inferior. Dessa forma, o comprimento das barras para as regiões de momento negativo são calculadas da seguinte forma:

$$C = g_e + 10\phi + 2 * 0,25 * l_{x,max} + 10\phi + g_d \quad (4.18)$$

onde:

$$g = h - c_s - c_i \quad (4.19)$$

com:

h é a altura da laje;

c_s é o cobrimento superior da laje;

c_i é o cobrimento inferior da laje.

Além da armadura calculada anteriormente, a ABNT NBR 6118:2014 solicita a colocação de uma armadura negativa nas bordas das lajes, onde há vigas de apoio, mas não há

laje adjacente. Essa armadura deve respeitar os valores mínimos e se estender até $0,15 * l_x$ a partir da face do apoio. Além disso, o espaçamento máximo deve ser de 33 cm.

Os detalhamentos das armaduras para as lajes maciças são apresentados no apêndice do trabalho.

4.8. ELU - CISALHAMENTO

A verificação do estado limite de cisalhamento é feita mediante comparação do esforço cortante atuante máximo na laje e o esforço cortante resistente. O item 19.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 define as expressões para essa verificação:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

onde:

V_{Sd} – esforço cortante de cálculo

V_{Rd1} – esforço cortante resistente de cálculo sem armadura.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1 + 0,15 * \sigma_{cp})] * b_w * d \quad (4.20)$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 * \frac{f_{ctk.inf}}{yc}$$

$$f_{ctk.inf} = 0,7 * f_{ctk.m}$$

$k = 1$ para elementos em que 50% da armadura inferior não alcança o apoio (economia de ponta);

$k = (1,6 - d) \geq 1$ com d em metros, para os demais casos;

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * d} \leq 0,02 ;$$

A_{s1} – área de armadura de tração que se estende no mínimo até $d - l_{b,nec}$ além da seção considerada;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} \text{ – onde } N_{Sd} \text{ é a força longitudinal na seção devida à protensão.}$$

Para comparação com o esforço cortante de cálculo, deve-se calcular as reações de apoio atuantes nas lajes do pavimento. Para isso, encontram-se as linhas de ruptura através do método das charneiras plásticas.

Segundo o item 14.7.6.1 da ABNT NBR 6118:2014, são permitidas as seguintes aproximações para o cálculo das reações de apoio nas lajes:

- a) As reações de cada apoio são correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas correspondentes à análise efetivada com os critérios de 14.7.4, sendo que essas reações podem ser, de maneira aproximada, consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;
- b) Quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices, com os seguintes ângulos:
 - 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
 - 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
 - 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Como forma de simplificação de obtenção das reações de apoio nas lajes, foram desenvolvidas tabelas com coeficientes que variam de acordo com o caso de vinculação da laje e o valor de λ . Portanto, o cálculo pode ser feito partir das expressões a seguir, utilizando as tabelas apresentadas por Carvalho e Figueiredo Filho (2016):

- Reação de apoio na direção x:

$$q_x^+ = \frac{k_x^+ p l_x}{10} \quad (4.21)$$

$$q_x^- = \frac{k_x^- p l_x}{10} \quad (4.22)$$

- Reação de apoio na direção y:

$$q_y^+ = \frac{k_x^+ p l_x}{10} \quad (4.23)$$

$$q_y^- = \frac{k_y^- p l_x}{10} \quad (4.24)$$

onde:

q é a reação de apoio por unidade de comprimento;

k é o valor tabelado;

l_x é o menor vão da laje;

p é a carga distribuída atuante na laje.

Para comparação com o esforço cortante de cálculo, deve-se calcular as reações de apoio atuantes nas lajes do pavimento. Foi utilizada a combinação última de carregamento para o cálculo dos esforços cortantes. A Tabela 19 mostra os coeficientes para o cálculo das reações, encontrados a partir do caso de cada laje e a relação entre os vãos.

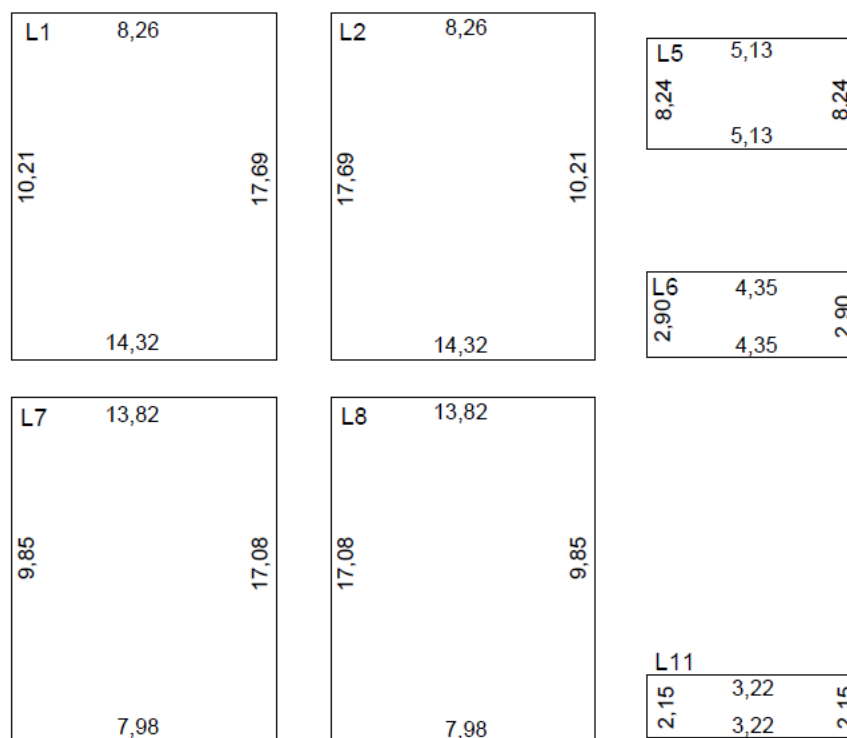
Tabela 19 – Coeficientes para o cálculo das reações de apoio

Laje	Caso	l_x (cm)	λ	Coeficientes para o cálculo das reações			
				k_x	k'_x	k_y	k'_y
L1/L4	4	486,0	1,31	2,26	3,92	1,83	3,17
L2/L3	4	486,0	1,31	2,26	3,92	1,83	3,17
L5	5	204,8	1,88	2,70	2,70	4,33	4,33
L6	1	154,8	2,49	3,75	3,75	2,50	2,50
L7/L10	4	486,0	1,31	2,26	3,92	1,83	3,17
L8/L9	4	486,0	1,31	2,26	3,92	1,83	3,17
L11	1	114,8	3,35	3,75	3,75	2,50	2,50

Fonte: (Do autor).

Com os coeficientes e através das Equações 4.21 à 4.24 calcula-se as reações de apoio em cada laje. O resumo dos resultados é apresentado na Figura 12.

Figura 12 - Resumo das reações de apoio nas lajes



Fonte: (Do autor).

Com os valores de esforço cortante e com os resultados de esforço cortantes resistentes calculados pela equação 4.20 puderam-se efetuar a verificação do ELU de cisalhamento. É possível notar pelos resultados apresentados na Tabela 20 que o limite é atendido com folga.

Tabela 20 – Comparação entre o cisalhamento máximo atuante na laje e o resistente

Laje	τ_{rd} (kN/cm ²)	k	$A_s, 1$ (cm ² /m)	d (cm)	ρ_1	V_{rd} (kN/m)	V_{sd} (kN/m)	Verificação
L1/L4	0,0321	1,53	3,93	7,00	0,0056	48,91	17,69	OK
L2/L3	0,0321	1,53	3,93	7,00	0,0056	48,91	17,69	OK
L5	0,0321	1,53	1,95	4,56	0,0043	31,13	8,24	OK
L6	0,0321	1,53	1,95	5,19	0,0038	34,75	4,35	OK
L7/L10	0,0321	1,53	3,93	7,00	0,0056	48,91	17,08	OK
L8/L9	0,0321	1,53	3,93	7,00	0,0056	48,91	17,08	OK
L11	0,0321	1,53	1,95	5,19	0,0038	34,75	3,22	OK

Fonte: (Do autor).

4.9. ELS – ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

Para as lajes em estudo, serão verificadas apenas os limites de deformação, considerando a eventual fissuração das seções das lajes, porém, não será verificada a abertura de fissuras, verificação essa que também é necessária para um projeto real de estruturas em concreto armado.

As deformações nas lajes de concreto armado de um edifício devem respeitar os limites estabelecidos na Tabela 13.3 do item 13.3 da ABNT NBR 6118:2014.

Portanto, as verificações de deformações excessivas serão feitas considerando a altura equivalente calculada quando se considera a fissuração sofrida pelas seções (Estádio II). Além disso, o carregamento considerado para o cálculo das flechas é corresponde à combinação quase permanente de ações.

Para saber se uma determinada seção está fissurada ou não, ou seja, se ela está trabalhando no estágio I ou estágio II, deve-se calcular o momento de fissuração da seção. Esse momento deve ser comparado com o momento atuante na seção (combinação frequente) e, caso o momento atuante for maior que o momento de fissuração calculado, a seção está no estágio II, caso contrário a sua seção permanece bruta trabalhando no estágio I. A ABNT NBR 6118:2014 define a expressão aproximada para o cálculo do momento de fissuração no item 17.3.1, dada pela Equação 4.25.

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} \quad (4.25)$$

onde:

α é o fator que relaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta. Para seções retangulares, que é o caso das lajes, o valor utilizado é 1,5;

f_{ct} é a resistência à tração do concreto. Deve-se utilizar a resistência média à tração $f_{ct,m}$;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

y_t é a distância da linha neutra até a borda tracionada. Para seções retangulares esse valor é a metade da altura da seção.

As seções que sofreram fissuração encontram-se no estágio II. Nessa situação, a seção possui um momento de inércia equivalente reduzido, que leva em consideração a fissuração dessa seção. O momento de inércia equivalente da seção fissurada é determinado pela equação de Brason, dada pela Equação 4.26.

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II} \leq I_c \quad (4.26)$$

Para uma seção retangular o momento de inércia no estágio I é dado pela Equação 4.27 e para o estágio II (puro) é dado pela Equação 4.28:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} \quad (4.27)$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) A'_s (x_{II} - d)^2 \quad (4.28)$$

onde:

b – base do elemento;

x_{II} – linha neutra no estágio II;

$$\alpha_e : \frac{E_s}{E_{cs}}$$

E_s – módulo de elasticidade do aço igual a 210 GPa;

A_s – área de aço tracionada;

A_s' – área de aço comprimida;

d – altura útil da seção transversal;

d' – distância da borda comprimida e a armadura comprimida.

onde:

$$x_{II} = -A + \sqrt{A^2 + 2B} \quad (4.29)$$

com:

$$A = \frac{(\alpha_e - 1)A_s' + \alpha_e A_s}{b_w} \quad (4.30)$$

$$B = \frac{d'(\alpha_e - 1)A_s' + d \alpha_e A_s}{b_w} \quad (4.31)$$

Obtido o valor de inércia equivalente das seções, é possível calcular a altura equivalente dessa seção.

No caso de lajes que possuem regiões fissuradas, a altura total equivalente da laje deve ser calculada através de uma ponderação entre as alturas equivalentes das seções. Por recomendação do IBRACON, para vigas essa ponderação deve ser feita da seguinte forma:

$$I_{eq,laje} = 0,15I_{eq,1} + 0,7I_{eq,2} + 0,15I_{eq,3} \quad (4.32)$$

onde:

$I_{eq,1}$ é a inércia equivalente da seção no apoio da esquerda;

$I_{eq,2}$ é a inércia equivalente da seção central;

$I_{eq,3}$ é a inércia equivalente da seção no apoio da direita.

Uma vez feita essa ponderação, calcula-se a inércia equivalente da laje. Essa inércia equivalente será utilizada na verificação das deformações no estado limite de serviço. Para as lajes as seções 1,2 e 3 serão obtidas a partir do menor vão da laje. Uma vez calculada a inércia equivalente, obtém-se a altura equivalente através da Equação 4.27, isolando o termo h .

Os momentos de fissuração foram comparados com os momentos atuantes, na combinação frequente. Essa comparação ocorreu nas seções mais solicitadas na direção de menor vão de cada laje, assim encontrando as regiões onde ocorre a fissuração.

Tabela 21 – Situação da seção da laje quanto à fissuração

Laje	Mr (kNm/m)	Menor vão		1º Apoio no menor vão		2º Apoio no menor vão	
		Mx (kNm/m)	Situação	M'x (kNm/m)	Situação	M'x (kNm/m)	Situação
L1/L4	6,41	5,78	Bruta	13,00	Fissurada	0	Bruta
L2/L3	6,41	5,78	Bruta	13,00	Fissurada	0	Bruta
L5	4,10	1,91	Bruta	0,00	Bruta	0	Bruta
L6	4,10	1,36	Bruta	0,00	Bruta	0	Bruta
L7/L10	6,41	5,55	Bruta	12,49	Fissurada	0	Bruta
L8/L9	6,41	5,55	Bruta	12,49	Fissurada	0	Bruta
L11	4,10	0,75	Bruta	0,00	Bruta	0	Bruta

Fonte: (Do autor).

Pode-se observar que nenhuma região de momento positivo sofreu fissuração da seção, permanecendo no estágio I. Entretanto, nas regiões de momento negativo nas lajes L1/L4, L2/L3, L7/L10 e L8/L9 as seções sofrem fissuração, passando a trabalhar no estágio II. Nessas seções, deve-se calcular a altura equivalente com base na inércia equivalente de uma seção fissurada. A Tabela 22 a seguir mostra o cálculo da inércia equivalente para o estágio II (puro) nas seções fissuradas.

Tabela 22 – Cálculo da inércia no estágio II (puro)

Laje	α_e	1º Apoio no menor vão (Para Ieq1)					
		As (cm ² /m)	d (cm)	A (cm) Eq. 4.30	B (cm) Eq. 4.31	xII (cm) Eq. 4.29	Iii (cm ⁴) Eq. 4.28
L1/L4	8,70	7,22	7,88	0,63	4,94	2,58	2332,33
L2/L3	8,70	7,22	7,88	0,63	4,94	2,58	2332,33
L7/L10	8,70	6,82	7,88	0,59	4,67	2,52	2333,42
L8/L9	8,70	6,82	7,88	0,59	4,67	2,52	2333,42

Fonte: (Do autor).

A Tabela 23 mostra os resultados de cálculo de inércia equivalente para as seções fissuradas calculadas pela Equação 4.26.

Tabela 23 – Inércia equivalente para as seções fissuradas das lajes

Laje	h (cm)	Mr (kNm/m)	Ic (cm ⁴ /m) Eq. 4.27	1º Apoio no menor vão (Para Ieq1)		
				Ma (kNm/m)	Iii (cm ⁴)	Ieq Eq. 4.26
L1/L4	10	6,41	8333,33	13,00	2232,33	3052,26
L2/L3	10	6,41	8333,33	13,00	2232,33	3052,26
L7/L10	10	6,41	8333,33	12,49	2333,42	3058,86
L8/L9	10	6,41	8333,33	12,49	2333,42	3058,86

Fonte: (Do autor).

Com os valores de inércia equivalente de cada seção, onde as inércias equivalentes das seções que não sofreram fissuração permanecem iguais aos valores originais, calculou-se a altura equivalente da laje através da ponderação das inércias das seções mais solicitadas de cada laje, pela recomendação do IBRACON, conforme a equação 4.32.

A altura da laje foi calculada pela equação do momento de inércia de uma seção retangular, isolando o termo h.

Tabela 24 – Altura equivalente considerando a fissuração

Laje	Ieq1 (seção no 1º apoio)		Ieq2 (seção no centro da laje)		Ieq3 (seção no 2º apoio)		Ieq da laje (cm ⁴)	heq da laje (cm)
	I (cm ⁴)	a	I (cm ⁴)	a	I (cm ⁴)	a		
L1/L4	3052,26	0,15	8333,33	0,7	8333,33	0,15	7541,17	9,67
L2/L3	3052,26	0,15	8333,33	0,7	8333,33	0,15	7541,17	9,67
L5	4266,67	0,15	4266,67	0,7	4266,67	0,15	4266,67	8,00
L6	4266,67	0,15	4266,67	0,7	4266,67	0,15	4266,67	8,00
L7/L10	3058,86	0,15	8333,33	0,7	8333,33	0,15	7542,16	9,67
L8/L9	3058,86	0,15	8333,33	0,7	8333,33	0,15	7542,16	9,67
L11	4266,67	0,15	4266,67	0,7	4266,67	0,15	4266,67	8,00

Fonte: (Do autor).

Observa-se que para as lajes que não sofreram fissuração em nenhuma seção, a altura equivalente se mantém igual à altura original.

4.9.1. Cálculo da flecha imediata

Para lajes bidirecionais a flecha imediata sofrida pela laje pode ser calculada pela seguinte expressão encontrada em Carvalho e Figueiredo Filho (2010):

$$f_0 = \frac{\alpha * p * l_x^4}{100 * E * h^3} \quad (4.33)$$

onde:

α – coeficiente para o cálculo de flechas dado por tabela em função do λ e caso de vinculação da laje;

p – carregamento para a combinação quase permanente;

l_x – menor vão da laje;

E – módulo de elasticidade do concreto. Utilizar o módulo de elasticidade secante;

h – altura da laje;

Para lajes unidirecionais com dois apoios, a expressão é a seguinte:

$$f_0 = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} \quad (4.34)$$

onde:

p – carregamento para a combinação quase permanente;

l – menor vão da laje;

I – momento de inércia da seção.

Com os valores de altura equivalente das lajes que consideram a fissuração, calculou-se a flecha inicial sofrida pelas lajes logo após a retirada das formas. Esse cálculo foi feito através da Equação 4.33. As flechas nas lajes L6 e L11 foram encontradas pela Equação 4.34, por serem unidirecionais apoiadas. Os resultados são mostrados a seguir na Tabela 25.

- Laje L6:

$$f_0 = \frac{5}{384} * \frac{4,15 * 1,548^4}{24150 * 10^3 * 4,26667 * 10^{-5}} = 3,01 * 10^{-4} m \approx 0,03 \text{ cm.}$$

- Laje L11:

$$f_0 = \frac{5}{384} * \frac{4,15 * 1,148^4}{24150 * 10^3 * 4,26667 * 10^{-5}} = 0,91 * 10^{-4} m \approx 0,01 \text{ cm.}$$

Tabela 25 – Flecha inicial (f_0)

Laje	Caso	λ	α	P (kN/m)	l_x (cm)	h (cm)	f_0 (cm)
L1/L4	4	1,31	3,73	5,44	486,0	9,67	0,52
L2/L3	4	1,31	3,73	5,44	486,0	9,67	0,52
L5	5	1,88	9,08	5,44	204,8	8,00	0,07
L6	5	2,49	-	4,15	154,8	8,00	0,03
L7/L10	4	1,31	3,73	5,21	486,0	9,67	0,50
L8/L9	4	1,31	3,73	5,21	486,0	9,67	0,50
L11	5	3,35	-	4,15	114,8	8,00	0,01

Fonte: (Do autor).

4.9.2. Cálculo da flecha total diferida no tempo

O concreto, quando submetido a carregamentos, sofre deformações devido ao fenômeno de fluência. Essa fluência causa um aumento da flecha sofrida pelas lajes. Conforme o item 17.3.2.1.2 da ABNT NBR 6118:2014 a flecha deferida no tempo pode ser encontrada da seguinte forma:

$$f_{(t)} = (1 + \alpha_f) f_0 \quad (4.35)$$

com,

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (4.36)$$

onde:

$\rho' \frac{A_{s'}}{bd}$ (taxa de armadura de compressão);

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 0,68(0,996^t)t^{0,32} \quad \text{para } t < 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2 \quad \text{para } t \Rightarrow 70 \text{ meses}$$

Onde t é um tempo determinado decorrido após a execução da estrutura, que se deseja encontrar a flecha deferida e t_0 é o tempo inicial, ou seja, o tempo logo após a retirada das escoras.

As Equações 4.35 e 4.36 permitem encontrar a flecha sofrida pela laje num determinado tempo após a retirada das escoras. Com isso, é possível encontrar a flecha na laje na data da construção das paredes, e assim, comparar esse resultado com a flecha total deferida no tempo ao longo da vida útil da estrutura, e verificar a flecha que a laje sofreu após a construção das paredes.

As flechas calculadas para as lajes são agora comparadas com os limites de deformação impostos pela Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014 (Limites para deslocamento). Os efeitos analisados são:

- Aceitabilidade sensorial:

Visual – $l/250$ (consideração do deslocamento total);

Vibrações sentidas no piso – $l/350$ (esse deslocamento é referente às cargas acidentais $f_{o,(q)}$).

- Efeito em elementos não estruturais:

Paredes – $l/500$ e 10mm (após a construção da parede).

Tabela 26 – Verificação dos limites de deformação

Laje	ftot (cm)	flim (cm) - 1/250	Verificação	F0 (q) (cm)	flim aceit. Sensorial (cm) - 1/350	Verificação
L1/L4	1,27	1,944	OK	0,19	1,39	OK
L2/L3	1,27	1,944	OK	0,19	1,39	OK
L5	0,17	0,8192	OK	0,03	0,59	OK
L6	0,07	0,6192	OK	0,01	0,44	OK
L7/L10	1,22	1,944	OK	0,19	1,39	OK
L8/L9	1,22	1,944	OK	0,19	1,39	OK
L11	0,02	0,4592	OK	0,00	0,33	OK

Fonte: (Do autor).

A flecha após a construção das paredes foi calculada subtraindo o valor da flecha total deferida no tempo da flecha inicial da laje na data da construção das paredes.

Tabela 27 – Verificação de deformação em paredes

Laje	ftot (cm)	Flecha na construção das paredes	f. paredes (cm)	flim paredes (cm)	Verificação
L1/L4	1,27	0,45	0,82	0,97	OK
L2/L3	1,27	0,45	0,82	0,97	OK
L5	0,17	0,05	0,12	0,41	OK
L6	0,07	0,03	0,04	0,31	OK
L7/L10	1,22	0,45	0,77	0,97	OK
L8/L9	1,22	0,45	0,77	0,97	OK
L11	0,02	0,01	0,01	0,23	OK

Fonte: (Do autor).

Observa-se que todas as lajes atendem aos limites de deformação máxima impostos pela norma, mesmo considerando o seu estado de fissuração.

5. LAJES NERVURADAS

Quando o vão de uma laje aumenta a ponto de exigir uma espessura muito grande para que a laje atenda aos limites de dimensionamento e deformações, com muito consumo de material, algumas alternativas podem ser utilizadas, como é o caso das lajes nervuradas.

As lajes nervuradas são compostas por uma mesa na parte superior da seção que se apoia nas nervuras. Entre as nervuras podem ser colocados materiais inertes, mais leves que o concreto e sem função estrutural.

A retirada de concreto da região abaixo da linha neutra da seção da laje otimiza o consumo de concreto e aço, reduzindo consideravelmente o peso próprio da laje. Como material inerte, diversas soluções podem ser utilizadas, e até mesmo a não utilização de material inerte, como o caso de lajes nervuradas com cubetas.

Nesse contexto, pode-se destacar a utilização de blocos de EPS para lajes nervuradas. Segundo Pinheiro (2003), as principais características das lajes nervuradas com blocos de EPS são:

- Permite execução de teto plano;
- Facilidade de corte com fio quente ou com serra;
- Resiste bem às operações de montagem das armaduras e de concretagem, com vedação eficiente;
- Coeficiente de absorção muito baixo, o que favorece a cura do concreto moldado no local;
- Baixo módulo de elasticidade, permitindo uma adequada distribuição das cargas;
- Isolante termoacústico.

Dessa forma, é possível notar a visível vantagem na utilização de lajes nervuradas para pavimentos de edifícios. Porém, é sempre importante avaliar as diferentes soluções possíveis para o projeto, escolhendo a melhor solução para cada caso. A Figura 13 apresenta um exemplo de utilização de laje nervurada com blocos de EPS.

Figura 13 - Estrutura com lajes nervuradas

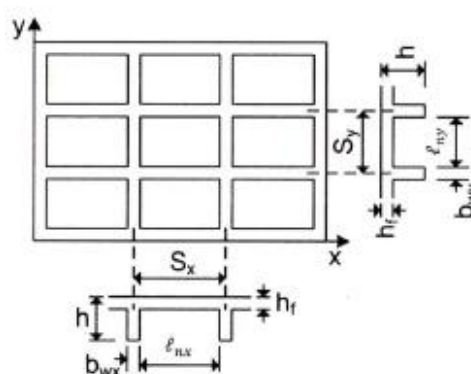


Fonte: (Franca e Fusco, 1997).

5.1. ANÁLISE ESTRUTURAL DA LAJE NERVURADA

A análise estrutural das lajes nervuradas depende diretamente do espaçamento entre eixos de nervuras, como será exposto a seguir. A Figura 14 mostra a configuração padrão de uma laje nervurada bidirecional.

Figura 14 – Configuração de uma laje bidirecional



Fonte: (Araújo, 2014).

onde:

S_x, S_y são os espaçamentos entre eixos de nervuras nas direções x e y, respectivamente;

l_{nx}, l_{ny} são os vãos entre face de nervura, nas direções x e y, respectivamente;

b_{wx}, b_{wy} são as espessuras das nervuras nas direções x e y, respectivamente;

h é a altura da laje;

h_f é a altura da mesa.

O item 13.2.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 fixa as dimensões mínimas para as partes das lajes nervuradas.

A espessura mínima da mesa deve ser o maior valor entre 4 cm e 1/15 do vão entre nervuras. A espessura das nervuras deve ser maior que 5 cm onde, para nervuras menores que 8 cm não deve-se utilizar armadura de compressão.

Nesse mesmo item da norma, expõem-se as condições que devem ser obedecidas:

- a) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje maciça para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, e para o cálculo dos esforços solicitantes;
- b) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;
- c) Para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

A respeito da análise estrutural para lajes nervuradas, a ABNT NBR 6118:2014, no seu item 14.7.7, determina as prescrições que devem ser seguidas no projeto. Segundo esse item da norma:

“Lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.” (ABNT NBR 6118:2014, p. 97).

Portanto, considerando que o espaçamento entre eixos de nervuras seja menor ou igual a 65 cm, a norma estabelece que as lajes nervuradas podem ser calculadas como lajes maciças, com algumas adaptações.

Os momentos positivos solicitantes calculados para as lajes, no caso das maciças, eram divididos por metro de laje. Aqui esse resultado deve ser multiplicado pelo espaçamento entre eixos de nervuras, e o cálculo da área de aço necessária para resistir aos momentos positivos deve ser calculado como uma viga de seção T, a partir das larguras colaborantes da mesa.

Nas regiões com momentos negativos, como a parte inferior da laje é comprimida, as lajes nervuradas tornam-se maciças, com a altura total da laje nervurada. Nessas regiões, a laje é dimensionada e verificada como no caso de lajes maciças.

As verificações do ELS de deformação excessiva seguem o mesmo procedimento que para as lajes maciças, a diferença ocorre para o cálculo do momento de inércia e fissuração, onde utiliza-se uma seção T correspondente da nervura.

As reações de apoio são calculadas da mesma forma que para as lajes maciças. Mas, nesse caso, para as verificações para o estado-limite último de cisalhamento, o esforço cortante encontrado por metro de laje agora é multiplicado pelo espaçamento entre eixos de nervura, obtendo assim os esforços por nervura.

5.2. ALTURA EQUIVALENTE E DIMENSÕES ADOTADAS

Como exposto anteriormente, lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervura menor que 65 cm, podem ser verificadas a partir dos critérios de laje maciça, segundo a ABNT NBR 6118:2014. Para isso, deve-se encontrar uma altura equivalente de laje maciça que represente a laje nervurada. Essa altura equivalente será utilizada apenas para determinar os vão teóricos da laje para a análise estrutural.

O cálculo dessa altura equivalente é feito mediante uma ponderação entre a rigidez das nervuras e a rigidez da mesa. A rigidez de uma laje maciça é dada pela seguinte equação, como visto no item 4.1 deste trabalho:

$$D_m = \frac{E h_e^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (5.1)$$

onde:

h_e é a altura da laje

E é o módulo de deformação longitudinal do concreto;

ν é o coeficiente de Poisson.

A ponderação entre a rigidez das nervuras e da mesa é feita da seguinte forma:

$$D_1 = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (5.2)$$

$$D_2 = \frac{Eh_f^3}{12(1-\nu^2)} \quad (5.3)$$

com,

$$D_n = (1 - \xi)D_1 + \xi D_2 \quad (5.4)$$

onde:

$$\xi = \frac{l_{nx}l_{ny}}{S_x S_y} \quad (5.5)$$

Para as lajes do edifício em estudo, optou-se pela utilização de um espaçamento entre eixos de nervuras de 45 cm, com 7 cm de largura de nervuras. A altura da mesa foi definida em 5 cm, de forma que respeita os valores mínimos impostos pela norma e a altura total da laje é de 16 cm. Portanto, utilizando a Equação 5.5, tem-se:

$$\xi = \frac{38 * 38}{45 * 45} = 0,71$$

Igualando a rigidez da laje maciça e da laje nervurada, tem-se:

$$\frac{Eh_e^3}{12(1-\nu^2)} = (1 - \xi) \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} + \xi \frac{Eh_f^3}{12(1-\nu^2)} \quad (5.6)$$

Dessa forma, a altura da laje maciça com rigidez equivalente à laje nervurada pode ser encontrada a partir da seguinte expressão:

$$h_e = \sqrt[3]{(1 - \xi)h^3 + \xi h_f^3} \quad (5.7)$$

Para o edifício em estudo, a altura equivalente da laje resulta num valor de 10,81, como mostrado a seguir:

$$h_e = \sqrt[3]{(1 - 0,71)16^3 + 0,71 * 5^3} = 10,81 \text{ cm}$$

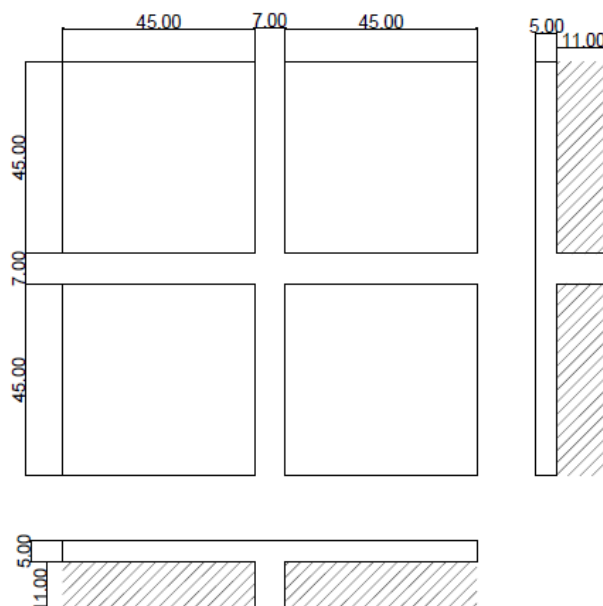
A Tabela 28 mostra o resumo das dimensões utilizadas. Além disso, é mostrado também o resultado obtido para o cálculo da altura equivalente da laje maciça que representa a laje nervurada, calculada pela Equação 5.7. A Figura 15 mostra o detalhe das nervuras das lajes e a Figura 16 apresenta a planta de fôrmas do pavimento tipo com lajes nervuradas.

Tabela 28 – Dimensões da laje nervurada e altura equivalente

S (cm)	45
h (cm)	16
bw (cm)	7
hf (cm)	5
lnx=lny (cm)	38
ξ	0,71
he (cm)	10,81
Volume de concreto entre eixos (m ³)	0,0165

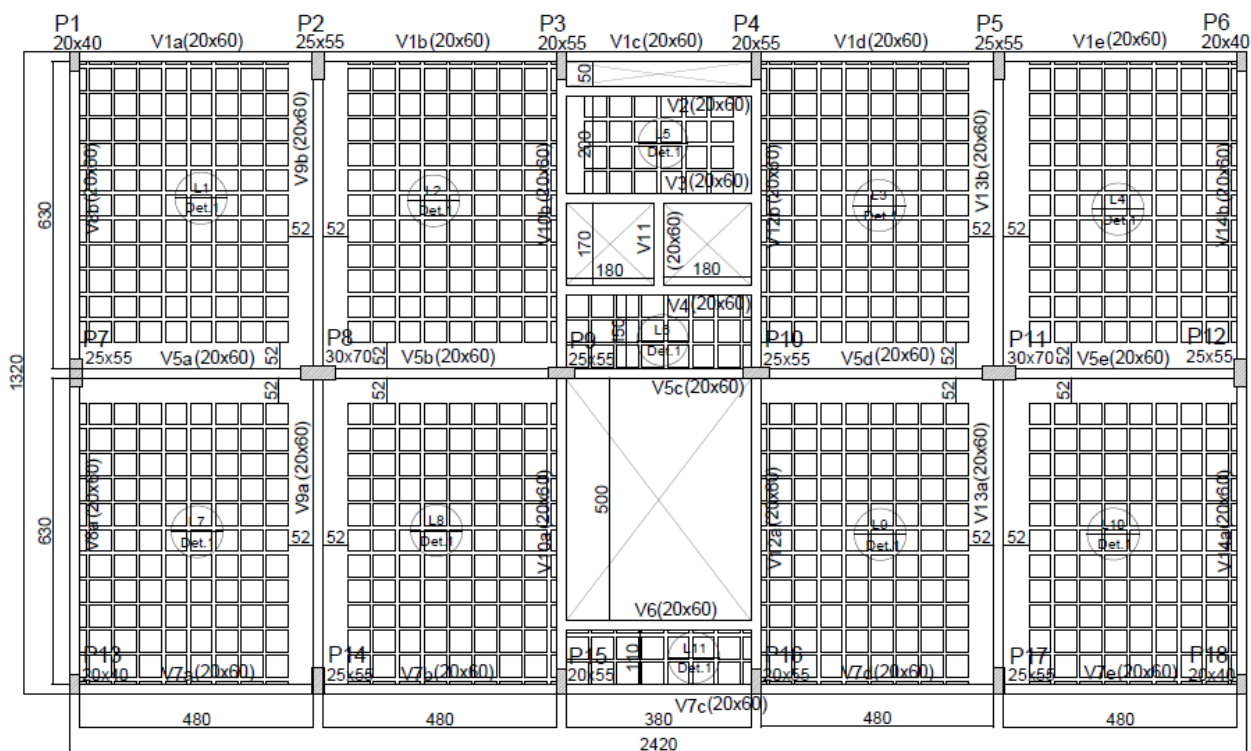
Fonte: (Do autor).

Figura 15 - Detalhe das nervuras das lajes



Fonte: (Do autor).

Figura 16 - Planta de fôrmas do pavimento tipo

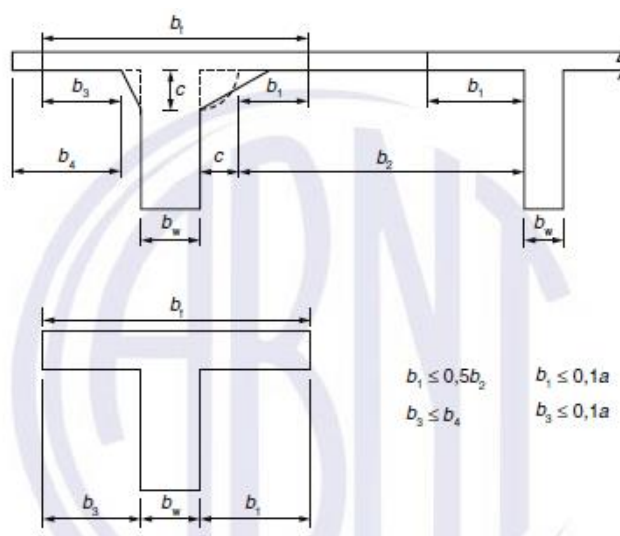


Fonte: (Do autor).

5.3. LARGURA COLABORANTE

Segundo o item 14.6.2.2 da ABNT NBR 6118:2014, o cálculo da largura colaborante da mesa em vigas de seção T pode ser feito como mostrado na Figura 17.

Figura 17 – Largura da mesa colaborante



Fonte: (ABNT NBR 6118: 2014, p.88).

onde:

b_f é a largura colaborante da mesa;

$a = 1,00l$ para vigas simplesmente apoiadas;

$a = 0,75l$ tramo com momento em uma só extremidade;

$a = 0,60l$ tramo com momento nas duas extremidades;

$a = 2,00l$ tramo em balanço;

com l sendo o comprimento do tramo considerado.

As Tabelas 29 e 30 mostram os resultados de largura colaborante para a laje nervurada na direção x e y, respectivamente. Observa-se que apenas para as lajes L6 e L11 na direção x a largura colaborante não coincidiu com a distância entre eixos de nervuras. Isso ocorreu devido ao fato de os vãos dessas lajes serem pequenos.

Tabela 29 - Largura colaborante na direção x

Laje	Caso	bw (cm)	lo,x (cm)	a,x (cm)	b2 (cm)	b1,x = b3,x (cm)	bf,x (cm)
L1/L4	4	7	480	360	38	19	45
L2/L3	4	7	480	360	38	19	45
L5	5	7	200	200	38	19	45
L6	5	7	150	150	38	15	37
L7/L10	4	7	480	360	38	19	45
L8/L9	4	7	480	360	38	19	45
L11	5	7	110	110	38	11	29

Fonte: (Do autor).

Tabela 30 - Largura colaborante na a direção y

Laje	Caso	bw (cm)	lo,y (cm)	a,y (cm)	b2 (cm)	b1,y = b3,y (cm)	bf,y (cm)
L1/L4	4	7	630	472,5	38	19	45
L2/L3	4	7	630	472,5	38	19	45
L5	5	7	380	228	38	19	45
L6	5	7	228	228	38	19	45
L7/L10	4	7	630	472,5	38	19	45
L8/L9	4	7	630	472,5	38	19	45
L11	5	7	228	228	38	19	45

Fonte: (Do autor).

5.4. VÃOS EFETIVOS, CLASSIFICAÇÃO E CASOS DE VINCULAÇÃO

A Tabela 31 mostra os resultados obtidos para os vão efetivos para análise da laje nervurada. As vinculações para cada laje são as mesmas que para as lajes maciças e o resultado para o tipo de armação também resultou o mesmo que para as lajes maciças.

Tabela 31 – Vãos efetivos das lajes nervuradas

Laje	t1 (cm)	h (cm)	a1 = a2 (cm)	l0,x (cm)	l0,y (cm)	lx (cm)	ly (cm)	λ	Observação	Caso
L1/L4	20	10,81	3,24	480	630	486,49	636,49	1,31	Bidirecional	4
L2/L3	20	10,81	3,24	480	630	486,49	636,49	1,31	Bidirecional	4
L5	20	10,81	3,24	200	380	206,49	386,49	1,87	Bidirecional	5
L6	20	10,81	3,24	150	380	156,49	386,49	2,47	Unidirecional	1
L7/L10	20	10,81	3,24	480	630	486,49	636,49	1,31	Bidirecional	4
L8/L9	20	10,81	3,24	480	630	486,49	636,49	1,31	Bidirecional	4
L11	20	10,81	3,24	110	380	116,49	386,49	3,32	Unidirecional	1

Fonte: (Do autor).

5.5. AÇÕES NAS LAJES NERVURADAS

Os carregamentos atuantes na estrutura, assim como as combinações de ações, também são feitas de forma análoga ao feito anteriormente, a diferença fica a cargo do peso próprio da laje. Nesse caso, o peso próprio é calculado da seguinte forma:

$$P = \frac{V}{S_x S_y} \gamma \quad (5.8)$$

onde:

P é o peso próprio por área de laje (kN/m²);

V é o volume de concreto entre eixos de nervuras (m³);

$S_x S_y$ é a área entre eixos de nervuras (m²);

γ é o peso específico do concreto armado (kN/m³).

Portanto, com o volume de concreto entre eixos de nervuras mostrado na Tabela 48, o peso próprio da laje nervurada é dado por:

$$P = \frac{0,0165}{0,45 * 0,45} * 25 = 2,04 \text{ kN/m}^2$$

Além desse carregamento, deve-se adicionar na área da laje o peso da região maciça das lajes devido à região de momentos negativos. No caso das lajes que não possuem momento negativo esse acréscimo não é feito. A Tabela 32 mostra o número de blocos de EPS que foram retirados de cada laje nas regiões de momento negativo.

Tabela 32 - Numero de blocos de EPS retirados de cada laje

Laje	Numero de blocos "amaciçados"
L1/L4	20
L2/L3	20
L5	5
L6	0
L7/L10	20
L8/L9	20
L11	0

Fonte: (Do autor).

A Tabela 33 mostra o resumo dos carregamentos distribuídos por área de lajes nervurada. Repara-se que a única diferença em relação às lajes maciças está no peso próprio e uma diferença pequena para a carga de parede, devido ao fato de os vãos efetivos, que são utilizados para o cálculo do carregamento de parede, também terem mudado.

Tabela 33 – Carregamento permanente nas lajes nervuradas

Laje	Peso Próprio (kN/m ²)	Carga Geral (kN/m ²)	Parede (kN/m ²)	Permanente Total (kN/m ²)
L1/L4	2,30	1,35	0,79	4,44
L2/L3	2,30	1,35	0,79	4,44
L5	2,30	1,35	1,27	4,92
L6	2,04	1,35	0,00	3,39
L7/L10	2,30	1,35	0,56	4,21
L8/L9	2,30	1,35	0,56	4,21
L11	2,04	1,35	0,00	3,39

Fonte: (Do autor).

As combinações de ações também são definidas da mesma maneira que para as lajes maciças, sendo usados agora os valores de peso próprio calculados para as nervuradas. Os resultados são mostrados na Tabela 34.

Tabela 34 – Combinações de ações para as lajes nervuradas

Laje	Permanente Total (kN/m ²) (g)	Acidental (kN/m ²) (q)	$\Psi 2$	Comb. Quase Permanente (kN/m ²) (g+ $\Psi 2$ *q)	$\Psi 1$	Comb. Freqüente (kN/m ²) (g+ $\Psi 1$ *q)	γ	Comb. Última (kN/m ²) γ *(g+q)
L1/L4	4,44	2	0,4	5,24	0,6	5,64	1,4	9,01
L2/L3	4,44	2	0,4	5,24	0,6	5,64	1,4	9,01
L5	4,92	2	0,4	5,72	0,6	6,12	1,4	9,69
L6	3,39	2	0,4	4,19	0,6	4,59	1,4	7,54
L7/L10	4,21	2	0,4	5,01	0,6	5,41	1,4	8,69
L8/L9	4,21	2	0,4	5,01	0,6	5,41	1,4	8,69
L11	3,39	2	0,4	4,19	0,6	4,59	1,4	7,54

Fonte: (Do autor).

5.6. ELU – FLEXÃO

Como citado no item 5.1, a análise estrutural da laje nervurada, para o caso das dimensões utilizadas para o presente trabalho, pode ser feita da mesma maneira que para as lajes maciças. Sendo assim, serão utilizadas aqui as mesmas equações para o cálculo dos momentos fletores máximos.

Os momentos fletores de dimensionamento das lajes nervuradas foram calculados da mesma forma que para as lajes maciças. Mas, no caso dos momentos positivos, os valores encontrados foram multiplicados pelo espaçamento entre eixos de nervuras, obtendo assim valores de momento fletor por nervura e não mais por metro linear de laje, como feito anteriormente.

Como mostrado no capítulo 4 deste trabalho, para as lajes L6 e L11, que são classificadas como unidirecionais, a equação para determinação dos momentos máximos é a 4.8.

- Laje L6:

$$M^+ = \frac{7,54 * 1,565^2}{8} = 2,31 \text{ kNm/m}$$

- Laje L11:

$$M^+ = \frac{7,54 * 1,165^2}{8} = 1,28 \text{ kNm/m}$$

Para as demais lajes, o cálculo é feito através das tabelas de Bares, os coeficientes para as lajes nervuradas são mostrados na Tabela 35. A Tabela 36 mostra os valores de momentos fletores máximos calculado para cada laje.

Tabela 35 - Coeficientes para cálculo dos momentos fletores

Laje	Caso	lx (cm)	λ	Comb. Última (kN/m ²)	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y
L1/L4	4	486,49	1,31	9,01	4,19	9,43	2,68	7,82
L2/L3	4	486,49	1,31	9,01	4,19	9,43	2,68	7,82
L5	5	206,49	1,87	9,69	7,84	0	4,06	11,72
L7/L10	4	486,49	1,31	8,69	4,19	9,43	2,68	7,82
L8/L9	4	486,9	1,31	8,69	4,19	9,43	2,68	7,82

Fonte: (Do autor).

Tabela 36 - Momentos fletores máximos para dimensionamento das lajes nervuradas

Laje	Mx (kNm/m)	M'x (kNm/m)	My (kNm/m)	M'y (kNm/m)
L1/L4	8,94	20,11	5,72	16,68
L2/L3	8,94	20,11	5,72	16,68
L5	3,24	0,00	1,68	4,84
L6	2,31	0,00	0,00	0,00
L7/L10	8,62	19,40	5,51	16,09
L8/L9	8,62	19,40	5,51	16,09
L11	1,28	0,00	0,00	0,00

Fonte: (Do Autor).

As lajes nervuradas possuem a característica de resistir menos aos esforços de torção em comparação com as lajes maciças. Por essa razão, os esforços de torção nas lajes nervuradas serão menores que os calculados pela teoria da elasticidade para as lajes maciças. Dessa forma, os momentos fletores e os deslocamentos sofrerão acréscimos significativos.

A não consideração da rigidez à torção nas lajes nervuradas pode ser feita, segundo a dissertação de mestrado de Stramandinoli (2003), multiplicando os momentos fletores positivos calculados por um coeficiente δ , então considerando nula a rigidez à torção (HAHN, 1972). Esse coeficiente depende das condições de apoio da laje e, para os casos 4 e 5, as Equações para o cálculo do coeficiente δ são, respectivamente:

$$\delta_x = \delta_y = \frac{1}{\left(1 - \frac{15}{32} * \frac{\varepsilon^2}{1 + \varepsilon^4}\right)} \quad (5.9)$$

$$\delta_x = \frac{1}{\left(1 - \frac{5}{9} * \frac{\varepsilon^2}{2 + \varepsilon^4}\right)} \quad (5.10)$$

$$\delta_x = \frac{1}{\left(1 - \frac{15}{32} * \frac{\varepsilon^2}{2 + \varepsilon^4}\right)} \quad (5.11)$$

onde ε é a relação entre os lados.

O presente trabalho irá contar com essa consideração de não rigidez à torção das lajes nervuradas, mas essa não é uma exigência da norma ABNT NBR 6118:2014.

A Tabela 37 mostra o resultado dos momentos fletores máximos positivos considerando a não rigidez à torção da laje.

Tabela 37 - Momentos fletores positivos considerando a não rigidez à torção

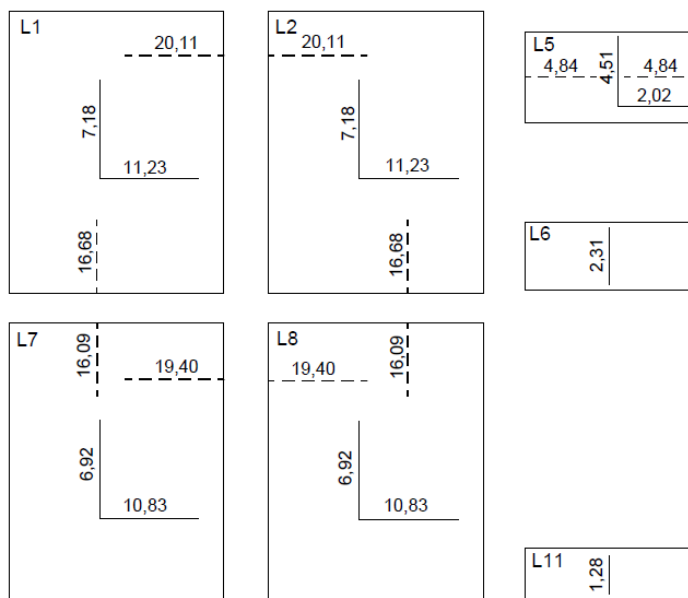
Laje	Caso	ε	δx	δy	M_x (kNm/m)	M_y (kNm/m)
L1/L4	4	1,31	1,26	1,26	11,23	7,18
L2/L3	4	1,31	1,26	1,26	11,23	7,18
L5	5	1,87	1,39	1,20	4,51	2,02
L6	1	2,47	1,00	1,00	2,31	0,00
L7/L10	4	1,31	1,26	1,26	10,83	6,92
L8/L9	4	1,31	1,26	1,26	10,83	6,92
L11	1	3,31	1,00	1,00	1,28	0,00

Fonte: (Do autor).

Como as lajes L6 e L11 são unidirecionais, esse coeficiente não é aplicado à elas, por essa razão o seu valor na Tabela 43 é igual a 1.

A Figura 18 mostra o resumo dos momentos fletores máximos calculados para a laje nervurada, onde os momentos positivos foram calculados considerando a não rigidez à torção com valores em kNm/m.

Figura 18 - Resumo dos momentos fletores máximos por metro

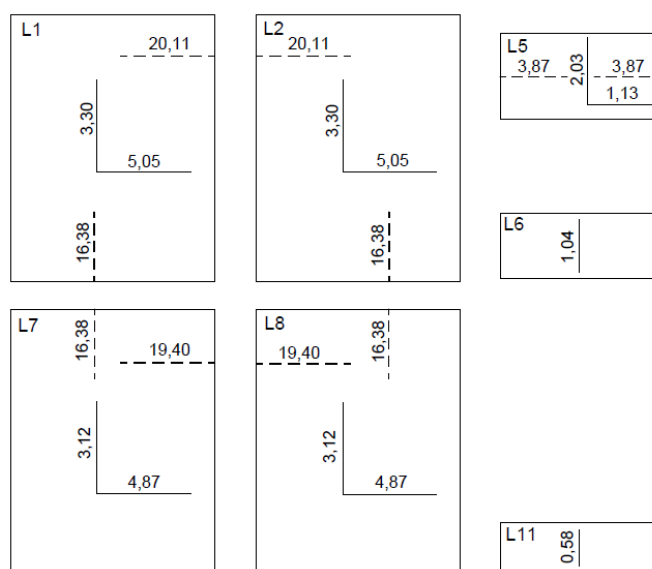


Fonte: (Do autor).

A compatibilização dos momentos fletores negativos e a correção dos momentos fletores positivos foram feitas da mesma forma mostrada nas lajes maciças.

Os esforços solicitantes calculados para as lajes, no caso das maciças, eram divididos por metro de laje. Para lajes nervuradas o momento fletor positivo deve ser multiplicado pelo espaçamento entre eixos de nervuras, resultando em momento/nervura. Os resultados são apresentados na Figura 19, onde os momentos positivos foram multiplicados pelo espaçamento entre eixos de nervura de 0,45 m. Os momentos negativos, representados pelas linhas tracejadas na Figura 19, foram mantidos por metro.

Figura 19 - Resumo dos momentos fletores compatibilizados para as lajes nervuradas



Fonte: (Do autor).

5.7. CÁLCULO DAS ARMADURAS

A determinação da posição da L.N. também foi feita de forma análoga às lajes maciças. A diferença aqui está no fato de que o cálculo é feito para uma seção T, a partir da largura colaborante da mesa da laje, calculada segundo a Figura 17 deste trabalho.

Caso a L.N. se encontre na região da mesa, a seção é dimensionada como uma seção retangular de base igual à largura colaborante da mesa e altura igual à altura total da laje. Caso a L.N. passe pela região da alma da viga T, deve-se calcular a área de aço considerando a contribuição da região da alma e as abas da mesa.

Para determinar se a L.N. passa pela mesa ou pela alma pode-se utilizar a seguinte Equação:

$$M_{dm} = 0,85 * b_f * h_f * \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.12)$$

O valor de M_{dm} é o momento que a mesa da seção é capaz de resistir, e deve ser comparado com o valor de momento atuante na nervura. Se o valor de M_{dm} for maior que o momento atuante na nervura, a região comprimida está toda contida na mesa, ou seja, a L.N. está passando na mesa da seção. Caso contrário, a região comprimida compreende parte da nervura, e então deve-se considerar a parcela das abas e da nervura no dimensionamento.

Para as lajes do presente trabalho, para todos os casos a L.N. se encontra na região da mesa. O cálculo de M_{dm} para as direções x e y são mostrados nas Tabelas 38 e 39, respectivamente, e pode ser comparado com os valores de momento fletor atuantes mostrados anteriormente na Tabela 40. A altura das lajes para o cálculo de d é igual a 16 cm, a altura total da laje.

Tabela 38 – Cálculo de M_{dm} na direção x

Laje	Øx (cm)	c (cm)	d (cm) (Eq. 4.10)	bf (cm)	fcd (MPa)	hf (cm)	Mdm (kNm/Nervura) (Eq. 5.12)
L1/L4	1,25	2,5	12,88	45	17,86	5,00	35,43
L2/L3	1,25	2,5	12,88	45	17,86	5,00	35,43
L5	0,8	2,5	13,10	45	17,86	5,00	36,20
L6	0,63	2,5	13,19	37	17,86	5,00	30,00
L7/L10	1,25	2,5	12,88	45	17,86	5,00	35,43
L8/L9	1,25	2,5	12,88	45	17,86	5,00	35,43
L11	0,63	2,5	13,19	29	17,86	5,00	23,52

Fonte: (Do autor).

Tabela 39 – Cálculo de M_{dm} na direção y

Laje	\varnothing_x (cm)	\varnothing_y (cm)	c (cm)	d (cm) (Eq. 4.11)	bf (cm)	fcd (MPa)	hf (cm)	Mdm (kNm/Nervura) (Eq. 5.12)
L1/L4	1,25	1	2,5	11,75	45	17,86	5,00	31,59
L2/L3	1,25	1	2,5	11,75	45	17,86	5,00	31,59
L5	0,8	0,63	2,5	12,39	45	17,86	5,00	33,76
L6	0,63	0,63	2,5	12,56	45	17,86	5,00	34,34
L7/L10	1,25	1	2,5	11,75	45	17,86	5,00	31,59
L8/L9	1,25	1	2,5	11,75	45	17,86	5,00	31,59
L11	0,63	0,63	2,5	12,56	45	17,86	5,00	34,34

Fonte: (Do autor).

Como toda a região comprimida se encontra na mesa da seção da viga T, o cálculo da posição da L.N. é feito através da Equação 4.9 e o cálculo da armadura através da Equação 4.13, da mesma forma que para as lajes maciças. Os resultados para a posição da L.N. são mostrados nas Tabelas 40 e 41 para as direções x e y, respectivamente.

Tabela 40 - Posição da L.N. na direção x

Laje	\varnothing_x (cm)	c (cm)	d (cm) (Eq. 4.10)	bf (cm)	fcd (MPa)	Md (kNm/Nervura)	x (cm) (Eq. 4.9)	Dutibilidade e Domínio $x/d < 0,45$?
L1/L4	1,25	2,5	12,88	45	17,86	5,05	0,73	Sim
L2/L3	1,25	2,5	12,88	45	17,86	5,05	0,73	Sim
L5	0,8	2,5	13,10	45	17,86	2,03	0,29	Sim
L6	0,63	2,5	13,19	37	17,86	1,04	0,18	Sim
L7/L10	1,25	2,5	12,88	45	17,86	4,87	0,71	Sim
L8/L9	1,25	2,5	12,88	45	17,86	4,87	0,71	Sim
L11	0,63	2,5	13,19	29	17,86	0,58	0,12	Sim

Fonte: (Do autor).

Tabela 41 - Posição da L.N. na direção y

Laje	$\emptyset x$ (cm)	$\emptyset y$ (cm)	c (cm)	d (cm) (Eq. 4.11)	bf (cm)	fcd (MPa)	Md (kNm/Nervura)	x (cm) (Eq. 4.9)	Dutibilidade e Domínio x/d <0,45?
L1/L4	1,25	1	2,5	11,75	45	17,86	3,30	0,52	Sim
L2/L3	1,25	1	2,5	11,75	45	17,86	3,30	0,52	Sim
L5	0,8	0,63	2,5	12,39	45	17,86	1,13	0,17	Sim
L6	0,63	0,63	2,5	12,56	45	17,86	0,00	0,00	Sim
L7/L10	1,25	1	2,5	11,75	45	17,86	3,12	0,49	Sim
L8/L9	1,25	1	2,5	11,75	45	17,86	3,12	0,49	Sim
L11	0,63	0,63	2,5	12,56	45	17,86	0,00	0,00	Sim

Fonte: (Do autor).

Na região de momentos negativos, como a laje é comprimida na face inferior, ela torna-se maciça e, assim sendo, o cálculo da posição da linha neutra para essas regiões é idêntica ao procedimento feito para as lajes maciças. Os resultados são apresentados na Tabela 42.

Tabela 42 – Posição da L.N. na região de momentos negativos

Região	h (cm)	\emptyset (cm)	c (cm)	d (cm) (Eq. 4.10)	fcd (MPa)	Md (kNm/m)	x (cm) (Eq. 4.9)	Dutibilidade e Domínio x/d <0,45?
L1 - L2	16	1,0	1,5	14	17,86	20,11	1,23	Sim
L2 - L5	16	1,0	1,5	14	17,86	3,87	0,23	Sim
L1 - L7 L2 - L8	16	1,0	1,5	14	17,86	16,38	0,99	Sim
L7 - L8	16	1,0	1,5	14	17,86	19,40	1,18	Sim

Fonte: (Do Autor).

A área de aço é calculada utilizando a equação 4.13, assim como no caso das lajes maciças. Mas aqui, a área de aço encontrada é referente a cada nervura, e não mais área de aço por metro de laje. As áreas de aço para as nervuras nas direções x e y são mostradas nas Tabelas 43 e 44, respectivamente.

Tabela 43 – Área de aço na direção x

Laje	h (cm)	x (cm)	Md (kNm/Nervura)	f _{yd} (MPa)	d (cm)	As (cm ² /Nervura) (Eq. 4.13)	As mínima (cm ² /Nervura)	As calculada (cm ² /Nervura)
L1/L4	16	0,73	5,05	434,78	12,9	0,92	0,11	0,92
L2/L3	16	0,73	5,05	434,78	12,9	0,92	0,11	0,92
L5	16	0,29	2,03	434,78	13,1	0,36	0,11	0,36
L6	16	0,18	1,04	434,78	13,2	0,18	0,17	0,18
L7/L10	16	0,71	4,87	434,78	12,9	0,89	0,11	0,89
L8/L9	16	0,71	4,87	434,78	12,9	0,89	0,11	0,89
L11	16	0,12	0,58	434,78	13,2	0,10	0,17	0,17

Fonte: (Do autor).

Tabela 44 – Área de aço na direção y

Laje	h (cm)	x (cm)	Md (kNm/Nervura)	f _{yd} (MPa)	d (cm)	As (cm ² /Nervura) (Eq. 4.13)	As mínima (cm ² /Nervura)	As calculada (cm ² /Nervura)
L1/L4	16	0,52	3,30	434,78	11,75	0,66	0,11	0,66
L2/L3	16	0,52	3,30	434,78	11,75	0,66	0,11	0,66
L5	16	0,17	1,13	434,78	12,39	0,21	0,11	0,21
L6	16	0,00	0,00	434,78	12,56	0,00	0,17	0,17
L7/L10	16	0,49	3,12	434,78	11,75	0,62	0,11	0,62
L8/L9	16	0,49	3,12	434,78	11,75	0,62	0,11	0,62
L11	16	0,00	0,00	434,78	12,56	0,00	0,17	0,17

Fonte: (Do autor).

A área de aço para os momentos negativos seguem o mesmo processo utilizado para as maciças. Repara-se aqui que as regiões entre L2 e L5 resultaram em uma área de aço mínima, como apresentado na Tabela 45.

Tabela 45 – Área de aço para os momentos negativos

Laje	h (cm)	x (cm)	Md (kNm/m)	f _{yd} (MPa)	d (cm)	As (cm ² /m) (Eq. 4.13)	As mínima (cm ² /m)	As calculada (cm ² /m)
L1 - L2	16	1,23	20,11	434,78	14,00	3,42	2,40	3,42
L2 - L5	16	0,22	3,73	434,78	14,00	0,62	2,40	2,40
L1 - L7 L2 - L8	16	0,99	16,38	434,78	14,00	2,77	2,40	2,77
L7 - L8	16	1,18	19,40	434,78	14,00	3,30	2,40	3,30

Fonte: (Do autor).

5.8. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Uma vez encontradas as áreas de aço para cada nervura da laje, procede-se com o detalhamento da armadura. O procedimento de cálculo é análogo ao feito nas lajes maciças, mas nesse caso, as barras são calculadas e posicionadas nas nervuras.

Como a espessura de cada nervura é de 7 cm, e o cobrimento inferior das lajes é de 2,5 cm, optou-se pela colocação de apenas uma barra em cada nervura, visto que, pela limitação de espaço, a colocação de duas ou mais barras por nervura exigiria o aumento da espessura da nervura, o que inviabilizaria a utilização da laje nervurada por acarretar num acréscimo de peso próprio para a laje.

Além disso, o comprimento das barras foi calculado incluindo todo o comprimento de ancoragem disponível nas vigas, ou seja, a ancoragem utilizada é o valor da base das vigas de 20 cm menos o cobrimento delas, de 3 cm. Portanto, em cada barra, além do vão livre da laje, foram somados os comprimentos de ancoragem de cada lado, além do comprimento dos ganchos, recomendado por Fusco (1930), calculado subtraindo a altura da laje de 16 cm dos cobrimentos superior de 1,5 cm, e inferior de 2,5 cm. Os resultados obtidos no detalhamento são mostrado nas pranchas de detalhamento no apêndice do trabalho. A armadura negativa foi detalhada dividindo a região em barras por nervura, que têm a função de resistir aos esforços de momento negativo na região das nervuras e uma armadura detalhada como feito para maciças, complementar às barras por nervura que servem para resistir aos esforços de momento fletor máximo no apoio da laje.

5.9.ELU – CISALHAMENTO

Assim como nos itens anteriores, a verificação para o cisalhamento é feito de forma análoga ao exposto para as lajes maciças, a diferença nesse caso é que o esforço cortante resistente e atuante é calculado por nervura e não mais por metro, com exceção das regiões de momento negativo, onde as lajes são maciças. Os coeficientes para o cálculo das reações são apresentados na Tabela 46.

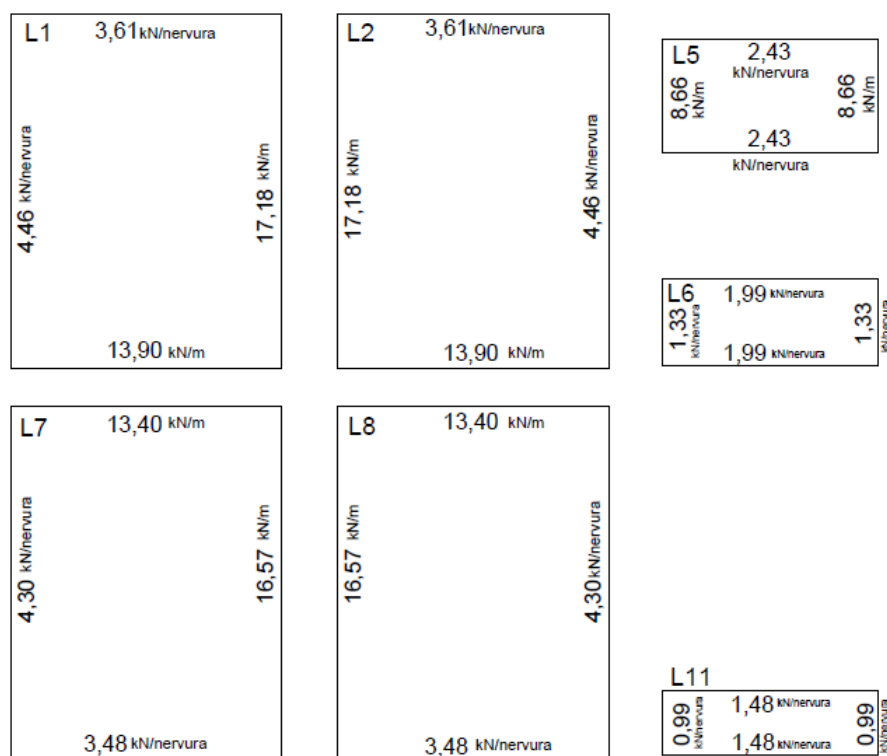
Tabela 46 - Coeficientes para o cálculo das reações de apoio

Laje	Caso	lx (cm)	λ	Coeficientes para o cálculo das reações			
				kx	k'x	ky	k'y
L1/L4	4	486,5	1,31	2,26	3,92	1,83	3,17
L2/L3	4	486,5	1,31	2,26	3,92	1,83	3,17
L5	5	206,5	1,87	2,70	2,70	4,33	4,33
L6	1	156,5	2,47	3,75	3,75	2,50	2,50
L7/L10	4	486,5	1,31	2,26	3,92	1,83	3,17
L8/L9	4	486,5	1,31	2,26	3,92	1,83	3,17
L11	1	116,5	3,31	3,75	3,75	2,50	2,50

Fonte: (Do autor).

Na Figura 20 são mostrados os posicionamentos de cada reação. Nas regiões onde a laje é maciça, a reação foi calculada por metro de laje, já nas demais regiões, as reações foram multiplicadas pelo espaçamento entre eixos de nervuras de 0,45 m, obtendo assim as reações por nervura.

Figura 20 - Resumo das reações de apoio nas lajes



Fonte: (Do autor).

A Tabela 47 mostra o cálculo da força resistente por nervura das lajes. Para todas as lajes, com exceção da laje L5, as reações de maior valor são aquelas nos apoios na direção x das lajes.

Tabela 47 – Comparação entre o cisalhamento máximo atuante na laje e o resistente por nervura

Laje	trd (kN/cm ²)	k	As, 1 (cm ² /nervura)	d (cm)	ρ_1	Vrd (kN/Nervura)	Vsd (kN/Nervura)	Verificação
L1/L4	0,03206	1,47	1,23	12,9	0,014	7,42	4,46	OK
L2/L3	0,03206	1,47	1,23	12,9	0,014	7,42	4,46	OK
L5	0,03206	1,48	0,31	12,4	0,004	5,51	2,43	OK
L6	0,03206	1,47	0,31	13,2	0,003	5,80	1,99	OK
L7/L10	0,03206	1,47	1,23	12,9	0,014	7,42	4,30	OK
L8/L9	0,03206	1,47	1,23	12,9	0,014	7,42	4,30	OK
L11	0,03206	1,47	0,31	13,2	0,003	5,80	1,48	OK

Fonte: (Do autor).

A Tabela 48 compara os esforços resistentes para a região dos apoios com momento negativo, onde a laje foi calculada como maciça. Nesse caso, o cisalhamento resistente e atuante foi calculado por metro. Para todas as lajes, a verificação foi atendida com folga.

Tabela 48 – Comparação entre o cisalhamento máximo atuante na laje e o resistente por metro

Laje	trd (kN/cm ²)	k	As, 1 (cm ² /m)	d (cm)	ρ_1	Vrd (kN/m)	Vsd (kN/m)	Verificação
L1/L4	0,0321	1,47	2,73	12,88	0,002	78,03	17,2	OK
L2/L3	0,0321	1,47	2,73	12,88	0,002	78,03	17,2	OK
L5	0,0321	1,48	0,69	12,39	0,001	71,65	8,66	OK
L7/L10	0,0321	1,47	2,73	12,88	0,002	78,03	16,6	OK
L8/L9	0,0321	1,47	2,73	12,88	0,002	78,03	16,6	OK

Fonte: (Do autor).

5.10. ELS – ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

O cálculo da formação de fissuras para as lajes nervuradas foi dividido em duas partes. A primeira refere-se ao momento de fissuração para a região de momentos positivos das lajes, onde a seção da mesma corresponde a uma viga T a partir das larguras colaborantes da mesa. A segunda parte é referente ao momento de fissuração dos apoios, onde a laje torna-se maciça, sendo feito o procedimento de forma idêntica ao exposto para as lajes maciças.

A seguir mostram-se os momentos de fissuração por nervura para os momentos positivos das lajes. A inércia utilizada no cálculo desse momento de fissuração é de uma viga T a partir das larguras colaborantes das mesas. Os resultados dos momentos de fissuração para os momentos positivos são apresentados na Tabela 49.

Tabela 49 – Momento de fissuração para os momentos positivos

Laje	α	fct (MPa)	I _{b,x} (cm ⁴)	y _t (cm)	Mr _x (kNm/Nervura) Eq. 4.25
L1/L4	1,2	2,56	4916,69	11,46	1,32
L2/L3	1,2	2,56	4916,69	11,46	1,32
L5	1,2	2,56	4916,69	11,46	1,32
L6	1,2	2,56	4641,53	11,15	1,28
L7/L10	1,2	2,56	4916,69	11,46	1,32
L8/L9	1,2	2,56	4916,69	11,46	1,32
L11	1,2	2,56	4297,24	10,73	1,23

Fonte: (Do autor).

Para os apoios, como já explicado, a inércia é de uma seção retangular com base igual a 100 cm, mostrado na Tabela 50. Para esse caso, a inércia I_c é de uma seção retangular.

Tabela 50 – Momento de fissuração para os apoios

Laje	h (cm)	α	fct (MPa)	I _c (cm ⁴ /m)	y _t (cm)	Mr (kNm/m) Eq. 4.25
L1/L4	16	1,5	2,56	34133,33	8,00	16,42
L2/L3	16	1,5	2,56	34133,33	8,00	16,42
L5	16	1,5	2,56	34133,33	8,00	16,42
L6	16	1,5	2,56	34133,33	8,00	16,42
L7/L10	16	1,5	2,56	34133,33	8,00	16,42
L8/L9	16	1,5	2,56	34133,33	8,00	16,42
L11	16	1,5	2,56	34133,33	8,00	16,42

Fonte: (Do autor).

Dessa forma é possível comparar os resultados de momentos de fissuração para cada seção com os momentos máximos (divido à combinação frequente) atuantes nelas, e assim, concluir se a seção sofre ou não fissuração. Os resultados são mostrados na Tabela 51.

Tabela 51 – Situação das seções quanto a fissuração

Laje	Menor vão			1º Apoio no menor vão		
	Mr,x (kNm/Nervura)	Mx (Comb. Freq.) (kNm/Nervura)	Situação	Mr' (kNm/m)	M'x (Comb. Freq.) (kNm/m)	Situação
L1/L4	1,32	3,16	Fissurada	16,42	12,58	Bruta
L2/L3	1,32	3,16	Fissurada	16,42	12,58	Bruta
L5	1,32	1,28	Bruta	16,42	0,00	Bruta
L6	1,28	0,63	Bruta	16,42	0,00	Bruta
L7/L10	1,32	3,03	Fissurada	16,42	12,07	Bruta
L8/L9	1,32	3,03	Fissurada	16,42	12,07	Bruta
L11	1,23	0,35	Bruta	16,42	0,00	Bruta

Fonte: (Do autor).

As mesmas lajes que sofreram fissuração no caso das maciças também fissuram para as nervuradas, na região de momento positivo. Nessas seções, deve-se encontrar a inércia no estágio II (puro), que considera a fissuração da seção. Os resultados são mostrados na Tabela 52. A Tabela 53 apresenta os resultados encontrados para a inércia equivalente dessas seções.

Tabela 52 – Cálculo da inércia no estágio II (puro)

Laje	h (cm)	α_e	Menor vão (para Ieq2)					
			As (cm ² /Nervura)	d (cm)	A (cm) Eq. 4.30	B (cm) Eq. 4.31	xII (cm) Eq. 4.29	Iii (cm ⁴) Eq. 4.28
L1/L4	16	8,70	0,92	12,9	1,15	14,77	4,41	775,53
L2/L3	16	8,70	0,92	12,9	1,15	14,77	4,41	775,53
L7/L10	16	8,70	0,89	12,9	1,11	14,23	4,34	754,40
L8/L9	16	8,70	0,89	12,9	1,11	14,23	4,34	754,40

Fonte: (Do autor).

Tabela 53 - Inércia equivalente para as seções fissuradas das lajes

Laje	h (cm)	Mr (kNm/Nervura)	Ic (cm ⁴)	Menor vão (para Ieq2)		
				Ma (kNm/Nervura)	Iii	Ieq Eq. 4.26
L1/L4	16	1,32	4916,69	3,16	775,53	1077,79
L2/L3	16	1,32	4916,69	3,16	775,53	1077,79
L7/L10	16	1,32	4916,69	3,03	754,40	1098,49
L8/L9	16	1,32	4916,69	3,03	754,40	1098,49

Fonte: (Do autor).

Com isso encontra-se a altura equivalente da laje nervurada considerando a fissuração das seções, apresentado na Tabela 54.

Tabela 54 – Altura equivalente da laje nervurada

Laje	Ieq1 (seção no 1º apoio)		Ieq2 (seção no centro da laje)		Ieq3 (seção no 2º apoio)		Ieq da laje (cm ⁴)	heq da laje (cm)
	I (cm ⁴)	a	I (cm ⁴)	a	I (cm ⁴)	a		
L1/L4	34133,33	0,15	1077,79	0,7	4916,69	0,15	6611,96	9,26
L2/L3	34133,33	0,15	1077,79	0,7	4916,69	0,15	6611,96	9,26
L5	34133,33	0,15	4916,69	0,7	4916,69	0,15	9299,19	10,37
L6	34133,33	0,15	4641,53	0,7	4641,53	0,15	9065,30	10,28
L7/L10	34133,33	0,15	1098,49	0,7	4916,69	0,15	6626,45	9,26
L8/L9	34133,33	0,15	1098,49	0,7	4916,69	0,15	6626,45	9,26
L11	34133,33	0,15	4297,24	0,7	4297,24	0,15	8772,65	10,17

Fonte: (Do autor).

5.10.1. Cálculo da flecha imediata

A verificação das deformações segue o mesmo procedimento feito para as lajes maciças, utilizando nos cálculos a altura de laje equivalente à laje considerando as seções fissuradas. Os resultados são mostrados na Tabela 55.

- Laje L6:

$$f_0 = \frac{5}{384} * \frac{4,19 * 1,565^4}{24150 * 10^3 * 9,06530 * 10^{-5}} = 1,49 * 10^{-4} m \approx 0,01 cm$$

- Laje L11:

$$f_0 = \frac{5}{384} * \frac{4,19 * 1,165^4}{24150 * 10^3 * 8,77265 * 10^{-5}} = 4,74 * 10^{-5} m \approx 0,005 cm$$

Tabela 55 – Flecha inicial (f_0)

Laje	Caso	λ	α	P (kN/m)	lx (cm)	h (cm)	f_0 (cm)
L1/L4	4	1,31	3,73	5,24	486,5	9,26	0,57
L2/L3	4	1,31	3,73	5,24	486,5	9,26	0,57
L5	5	1,87	9,08	5,72	206,5	10,37	0,04
L6	1	2,47	-	4,19	156,5	10,28	0,01
L7/L10	4	1,31	3,73	5,01	486,5	9,26	0,54
L8/L9	4	1,31	3,73	5,01	486,5	9,26	0,54
L11	1	3,31	-	4,19	116,5	10,17	0,005

Fonte: (Do autor).

5.10.2. Cálculo da flecha diferida no tempo

As verificações de deformação máxima permitidas são apresentadas nas Tabelas 56 e 57.

Tabela 56 - Verificações dos limites de deformação

Laje	f_{tot} (cm)	f_{lim} (cm) - 1/250	Verificação	$f_0(q)$ (cm)	f_{lim} aceit. Sensorial (cm) - 1/350	Verificação
L1/L4	1,40	1,95	OK	0,22	1,39	OK
L2/L3	1,40	1,95	OK	0,22	1,39	OK
L5	0,09	0,83	OK	0,01	0,59	OK
L6	0,04	0,63	OK	0,01	0,45	OK
L7/L10	1,34	1,95	OK	0,22	1,39	OK
L8/L9	1,34	1,95	OK	0,22	1,39	OK
L11	0,01	0,47	OK	0,00	0,33	OK

Fonte: (Do autor).

Tabela 57 – Verificação de deformação em paredes

Laje	f_{tot} (cm)	Flecha na construção das paredes	f paredes (cm)	f_{lim} paredes (cm)	Verificação
L1/L4	1,40	0,49	0,91	0,97	OK
L2/L3	1,40	0,49	0,91	0,97	OK
L5	0,09	0,06	0,06	0,41	OK
L6	0,04	0,02	0,02	0,31	OK
L7/L10	1,34	0,49	0,85	0,97	OK
L8/L9	1,34	0,49	0,85	0,97	OK
L11	0,01	0,00	0,01	0,23	OK

Fonte: (Do autor).

6. COMPARATIVO ENTRE LAJE MACIÇA E NERVURADA

Para o pavimento tipo da edificação em análise, a espessura mínima necessária para as lajes maciças foi de 10 cm, com exceção das lajes L5, L6 e L11 que resultaram em uma espessura mínima de 8 cm. Com essa espessura, para as lajes de maior dimensão, o peso próprio resultou em um valor de 2,5 kN/m², enquanto que para as lajes menores o peso próprio é de 2 kN/m².

Já para a situação da laje nervurada, onde se utilizou uma espessura da mesa de 5 cm, espessura da nervura de 7 cm, espaçamento entre eixos de nervura de 45 cm e altura total de 16 cm, para todas as lajes, o peso próprio resultante considerando as regiões maciças para os momentos negativos, resultou em um valor de 2,3 kN/m² para as lajes de maior dimensão e 2,04 kN/m² para as lajes L6 e L11.

Esses resultados mostram que, para o caso dos carregamentos, a utilização de lajes nervuradas proporcionou uma redução de 7% em relação às maciças no caso das lajes de maior dimensão, enquanto que para as lajes menores, como possuem espessura mínima para o caso das maciças, houve um pequeno aumento de consumo quando utilizado laje nervurada.

Para o consumo de concreto, as lajes maciças consumiram um total de 28,36 m³ de concreto para o pavimento tipo, enquanto que as lajes nervuradas consumiram 24,48 m³, resultando numa redução de aproximadamente 13%.

Com relação ao consumo de aço, as lajes maciças resultaram em um consumo total de 2243,2 kg de aço para todo o pavimento. O resumo do cálculo do consumo de aço é mostrado na Tabela 58.

Tabela 58 - Resumo do consumo de aço para o pavimento tipo da laje maciça

Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa/m (kg/m)	Massa Total + 10% (kg)
CA-50	6,30	758,28	0,245	168,07
	8,00	1221,76	0,395	530,85
	10,00	1274,72	0,617	865,15
	12,5	641,16	0,963	679,18
Total (kg):				2243,2

Fonte: (Do autor).

Para as lajes nervuradas, o consumo total de aço para o pavimento tipo foi de 1336,4 kg. O resumo do cálculo é mostrado na Tabela 59.

Tabela 59 - Resumo do consumo de aço para o pavimento tipo da laje nervurada

Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa/m (kg/m)	Massa Total + 10% (kg)
CA-50	6,30	481,12	0,245	139,45
	8	15,24	0,395	6,6
	10,00	1037,52	0,617	358,50
	12,5	468,16	0,963	638,50
Total (kg):				1143,14

Fonte: (Do autor).

Nas lajes nervuradas, além dessa armadura calculada, foi definida uma armadura de construção na região da mesa. Essa armadura consiste numa tela de aço CA-60, com diâmetro das barras de 4,2 mm e espaçamento de 20 cm entre barras, nas duas direções. Essas informações foram retiradas do catálogo de um fabricante de telas de aço para lajes nervuradas.

Essas telas geram um total de 323,05 kg de aço a mais para as lajes nervuradas, somando esse valor com o resultado mostrado na Tabela 89, tem-se um total de 1466,19 kg de aço para o pavimento do edifício quando utilizado laje nervurada.

Com isso, observa-se uma redução de cerca de 34% no consumo de aço, quando utilizada a solução de laje nervurada em comparação com laje maciça. Portanto, ao contrário do resultado para o consumo de concreto, as lajes nervuradas mostraram-se bem mais econômicas no consumo de aço. Apesar disso, as deformações sofridas pelas lajes nervuradas são maiores que as deformações das lajes maciças, considerando a fissuração de algumas seções.

Dessa forma, como as lajes nervuradas resultaram num consumo de material menor, a análise da estabilidade global será feita para os carregamentos verticais considerando a utilização de lajes nervuradas.

7. ESFORÇOS DEVIDOS AO VENTO

A principal origem dos esforços horizontais atuantes em estruturas de edifícios são as ações de vento. Elas dependem de duas características principais básicas. A primeira diz respeito às condições meteorológicas da região a qual o edifício se encontra, o relevo e a rugosidade do terreno. A segunda refere-se às características aerodinâmicas da edificação, como sua forma, altura e dimensões em planta.

A ação do vento também é caracterizada pela incerteza, pelo fato de tratar-se de um evento de caráter aleatório. Por essa razão, deve-se sempre considerar a pior situação possível para o projeto.

7.1. PROCESSO DE CÁLCULO

A norma ABNT NBR 6123:1980 (Forças devidas ao vento em edificações) descreve os procedimentos de cálculo para a obtenção das forças estáticas e dinâmicas para o cálculo de edificações. Caso seja necessário, túneis de vento podem ser utilizados para uma análise mais apurada.

Segundo esta norma, a pressão dinâmica do vento q (N/m²) para a velocidade característica V_k (m/s) pode ser encontrada pela seguinte expressão:

$$q = 0,613 * V_k^2 (N/m^2) \quad (7.1)$$

A velocidade característica do vento V_k depende de três fatores e da velocidade básica do vento V_0 , que é determinada pela região a qual a edificação se encontra. A velocidade característica é dada como segue:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (7.2)$$

7.1.1. Velocidade básica do vento, V_0

A velocidade básica do vento é determinada pelo gráfico de isopletas, um mapa contendo curvas com pontos de mesma velocidade básica. Segundo a ABNT NBR 6123:1980, essa velocidade corresponde às seguintes situações:

- Velocidade básica de uma rajada de 3 segundos.
- Período de retorno de 50 anos.
- 10 m acima do terreno.
- Campo aberto e plano.

Como a edificação em estudo será construída na cidade de Florianópolis, a velocidade básica está compreendida entre os valores de 40 m/s e 45 m/s, como pode-se notar na Figura 21. O valor escolhido para representar a velocidade básica do vento para o estudo foi 42 m/s.

7.1.2. Fator topográfico, S_1

O fator topográfico S_1 leva em consideração três possíveis situações referentes à variação do relevo do terreno. Essas situações são: terreno plano ou fracamente acidentado, taludes ou morros e vales profundo, protegidos por qualquer direção. Os valores para cada uma das situações possíveis são:

- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- Taludes e morros: para essa situação de relevo admite-se um fluxo de ar em duas dimensões soprando no sentido indicado na Figura 2.
- No ponto A (morros) e C (taludes): $S_1 = 1,0$;

- No ponto B o fator S_1 é uma função que varia com a altura z e depende do ângulo de inclinação do talude, determinado da seguinte forma:

$$\theta \leq 3^\circ: S_1(z) = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\theta \geq 45^\circ: S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * 0,31 \geq 1$$

onde:

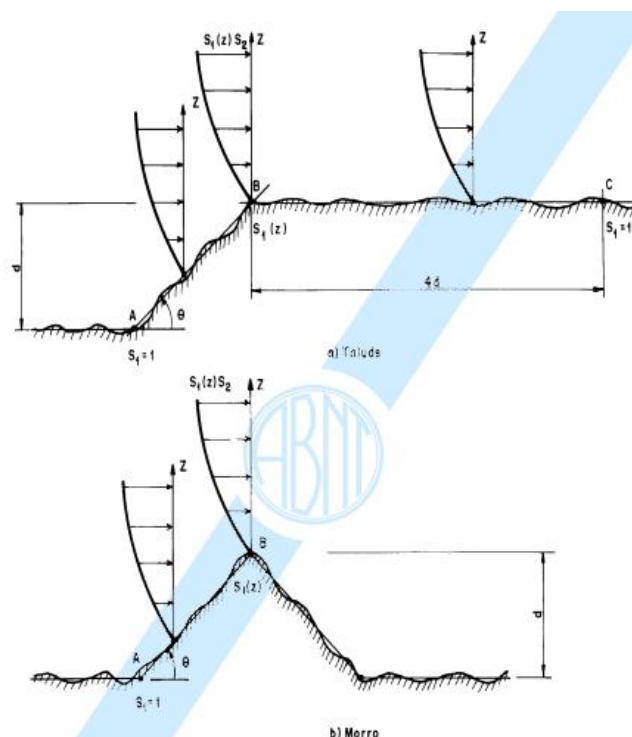
z é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado

d é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

θ é a inclinação média do talude ou encosta do morro

Para valores de ângulo não contemplados nesses intervalos deve-se fazer uma interpolação linear.

- Vales profundos, protegidos por qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

Figura 21 - Fator topográfico $S_1(z)$ 

Fonte: (ABNT NBR 6123:1980, p.7).

O fator S_1 para o presente trabalho foi definido em 1, ou seja, para uma região de terreno plano ou fracamente acidentado.

7.1.3. Fator S_2

O fator S_2 varia com a altura, depende da rugosidade do terreno e também das dimensões da edificação. Quanto mais alta é a região da edificação analisada, maior a intensidade do vento, e esse aumento depende diretamente da rugosidade do terreno e do tempo de incidência do vento.

O tempo de incidência está ligado às dimensões da edificação. Sendo que edificações pequenas estão mais susceptíveis a rajadas de curta duração do que edificações grandes.

Para a determinação do fator S_2 , deve-se classificar a rugosidade do terreno segundo 5 categorias e classificar a dimensão da edificação segundo 3 classes. A ABNT NBR 6123:1980 classifica a rugosidade da seguinte forma:

- **Categoria I:** Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Como mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação.
- **Categoria II:** Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Como zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias e charnecas, fazendas sem sebes ou muros.

Cota média do topo dos obstáculos igual ou inferior a 1,0 m.

- **Categoria III:** Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Como granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

Cota média do topo dos obstáculos igual ou inferior a 3,0 m.

- **Categoria IV:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados. Como zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades e áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

Cota média do topo dos obstáculos igual ou inferior a 10 m.

- **Categoria V:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Como florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades e complexos industriais bem desenvolvidos.

Cota média do topo dos obstáculos igual ou inferior a 25 m.

A classificação segundo as dimensões da edificação pela ABNT NBR 6123:1980 é definida como segue:

- **Classe A:** Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças industriais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m.
- **Classe B:** Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
- **Classe C:** Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Uma vez determinado a categoria e a classe a qual a edificação se encontra, é possível calcular o fator S_2 para uma dada altura z pela Equação 7.3:

$$S_2 = b * F_r * (z/10)^p \quad (7.3)$$

Os valores dos parâmetros b , F_r e p são encontrados na Tabela 60.

Tabela 60 - Parâmetros Meteorológicos

Categoria	z_e (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: (ABNT NBR 6123:1980, p.9).

Foi definido uma Categoria IV para a rugosidade do terreno da edificação em estudo. Além disso, a edificação pertence à Classe B, pois a sua maior dimensão está compreendida entre 20 m e 50 cm.

Com essas informações e através da Tabela 90 pode-se definir o valor de F_r , b e p para o cálculo do fator S_2 .

$$F_r = 0,98$$

$$b = 0,85$$

$$p = 0,125$$

A partir desses valores e com a Equação 7.3 pode-se calcular o fator S_2 para cada nível da edificação. Os resultados são mostrados na Tabela 61.

Tabela 61 - Valores de S_2

Pavimento	h (cm)	b	Fr	p	S_2 (Eq. 7.3)
Cobertura	24	0,85	0,98	0,125	0,929
Pav. 7	21	0,85	0,98	0,125	0,914
Pav. 6	18	0,85	0,98	0,125	0,897
Pav. 5	15	0,85	0,98	0,125	0,876
Pav. 4	12	0,85	0,98	0,125	0,852
Pav. 3	9	0,85	0,98	0,125	0,822
Pav. 2	6	0,85	0,98	0,125	0,781
Pav. 1	3	0,85	0,98	0,125	0,717
Térreo	0	0	0	0	0

Fonte: (Do autor).

7.1.4. Fator Estatístico, S_3

A determinação desse fator passa pela avaliação da importância da construção, e consequentemente, do grau de segurança requerido para a mesma, além da sua vida útil. Como dito anteriormente, a velocidade básica do vento V_0 corresponde a um período de recorrência de 50 anos, e a probabilidade desse valor ser igualado ou superado nesse período é de 63%.

Esses valores, para um tempo de vida útil de 50 anos da estrutura, são considerados adequados para o projeto de estruturas usuais como moradia, hotéis ou escritórios. Para outros tipos de edificações, a norma traz uma tabela indicando os valores de S_3 em função do uso e grau de ocupação da edificação, como mostrado a seguir:

Tabela 62 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

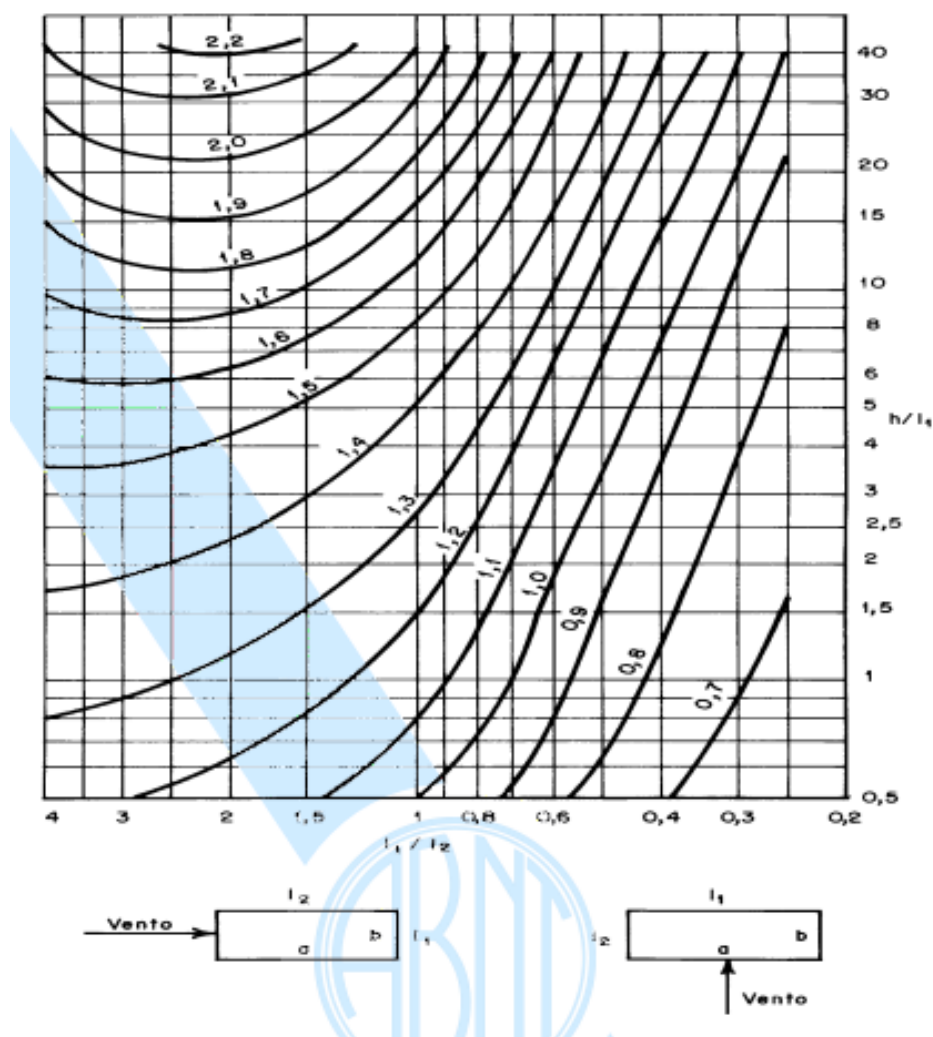
Fonte: (ABNT NBR 6123:1980, p.10).

Como o trabalho trata de uma edificação comercial, o fator S_3 é igual a 1.

7.1.5. Coeficiente de Arrasto, C_a

O coeficiente de arrasto é um dos coeficientes aerodinâmicos para edificações correntes encontrados na norma e é utilizado para determinar a força de arrasto atuante na estrutura. Ele é determinado a partir do gráfico da Figura 22, para ventos de baixa turbulência. Para o caso de ventos de alta turbulência, outro gráfico deve ser utilizado.

Esse coeficiente é dado a partir das relações entre a altura h e a dimensão em planta perpendicular à incidência do vento analisada l_1 , assim como a relação entre as duas dimensões em planta da edificação l_1 e l_2 , para estruturas retangulares.

Figura 22 - Coeficiente de Arrasto, C_a 

Fonte: (ABNT NBR 6123:1980, p.20).

Como a edificação possui 7 pavimentos tipo além da cobertura e térreo, com pé direito de 3 m, a sua altura total é de 24 m. A sua menor dimensão em planta é 13,2 m e a maior 24,2 m. Com essas informações pode-se encontrar o valor de coeficiente de arrasto para as duas direções principais da edificação, através da Figura 22. Os resultados são apresentados na Tabela 63.

Tabela 63 - Coeficiente de arrasto

	x	y
$h/L1$	$24/13,2 = 1,82$	$24/24,2 = 0,99$
$L1/L2$	$13,2/24,2 = 0,55$	$24,2/13,2 = 1,84$
C_a	0,95	1,15

Fonte: (Do autor).

Por fim, a força de arrasto F_a (N) atuante em uma área A_e (m²) da edificação é dada pela seguinte expressão:

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (7.4)$$

onde:

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica do vento;

A_e é a área da região analisada perpendicular à ação do vento.

A combinação de ações para a análise da estabilidade global foi feita considerando uma simplificação proposta pela Prática Recomendada do IBRACON para Estruturas de Pequeno Porte, visto que o programa utilizado para a análise não faz combinações de ações de forma automática e a inclusão de todas as combinações manualmente seria muito trabalhoso. Essa combinação de ações simplificada é mostrada na Equação 7.5 e o resultado dos cálculos para a força de vento em cada pavimento da edificação é mostrado na Tabela 64.

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + 0,8 * 1,4 * F_{vk} \quad (7.5)$$

onde:

F_d é a combinação de ações para análise da estabilidade global;

F_{gk} são as cargas verticais permanentes da edificação;

F_{qk} são as cargas verticais acidentais atuantes na edificação;

F_{vk} são as cargas de horizontais atuantes na estrutura.

Tabela 64 - Força de vento na edificação

Pavimento	Vk (Eq. 6.2) (m/s)	q (Eq. 6.1)	Ae (m ²) em x	Ae (m ²) em y	Fa (kN) (Eq. 6.4)		1,4*0,8*Fa (kN)	
					x	y	x	y
Cobertura	39,03	0,93	19,8	36,3	17,57	38,99	19,67	43,66
Pav. 7	38,39	0,90	39,6	72,6	33,98	75,41	38,06	84,46
Pav. 6	37,65	0,87	39,6	72,6	32,70	72,56	36,62	81,27
Pav. 5	36,80	0,83	39,6	72,6	31,24	69,33	34,99	77,65
Pav. 4	35,79	0,79	39,6	72,6	29,54	65,57	33,09	73,43
Pav. 3	34,53	0,73	39,6	72,6	27,49	61,02	30,79	68,34
Pav. 2	32,82	0,66	39,6	72,6	24,84	55,13	27,82	61,75
Pav. 1	30,10	0,56	39,6	72,6	20,89	46,36	23,40	51,93
Térreo	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00

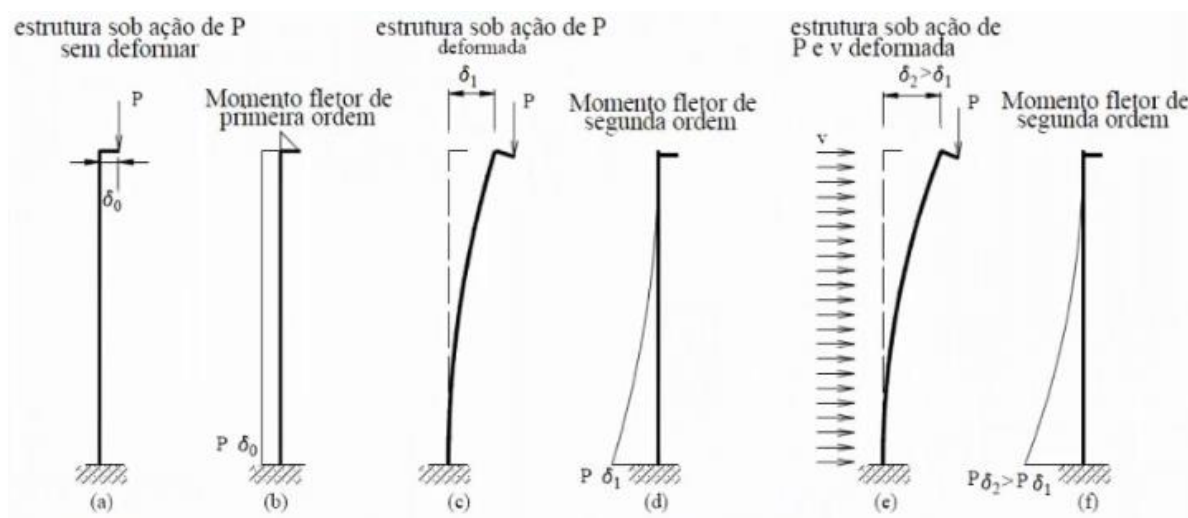
Fonte: (Do autor).

8. ESTABILIDADE ESTRUTURAL E EFEITOS DE 2ª ORDEM

Os elementos estruturais de um edifício em concreto armado devem sempre atender aos critérios de estabilidade para que possam desempenhar a sua função de maneira adequada. Segundo o item 15.2 da ABNT NBR 6118:2014, um elemento estrutural perde a sua estabilidade quando, com o aumento dos carregamentos e das deformações, “há elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da solicitação”.

Para analisar o comportamento da estrutura quanto à sua estabilidade, devem-se avaliar os efeitos de 2ª ordem atuantes sobre ela. Esses efeitos surgem devido aos deslocamentos sofridos pela estrutura quando ela é submetida aos efeitos de primeira ordem, esses últimos calculados na configuração indeformada. Ou seja, os efeitos de 2ª ordem são encontrados pelo equilíbrio da estrutura na configuração deformada (Carvalho e Pinheiro, 2009).

Figura 23 – Efeitos de segunda ordem numa estrutura



Fonte: (Carvalho e Pinheiro, 2009, p.181).

A Figura 23 mostra o surgimento de momentos fletores de segunda ordem para uma barra engastada na base e livre no topo sujeita a carregamentos verticais e horizontais. Inicialmente a estrutura é calculada na situação indeformada (a). Após a aplicação da carga vertical P a barra sofre um deslocamento δ_1 . Esse deslocamento multiplicado pela carga vertical P gera um momento fletor adicional na estrutura, ou seja, um efeito de segunda ordem (f).

Ainda no item 15.2, a ABNT NBR 6118:2014 define que para situações onde os efeitos de 2ª ordem, que são calculados considerando a não linearidade física e geométrica dos materiais, podem ser desprezados caso esses efeitos sejam inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem.

Os efeitos de 2ª ordem podem ser globais, locais ou localizados. Os efeitos globais são referentes aos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura quando ela é submetida a carregamentos horizontais e verticais. Já os efeitos locais de 2ª ordem ocorrem quando os eixos das barras não se mantêm retilíneos. E os efeitos de 2ª ordem localizados ocorrem em pilares-parede devido a uma não retilineidade da seção transversal.

8.1. ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS E NÓS MÓVEIS

Para o caso da análise da estabilidade global de estruturas, a avaliação dos efeitos de segunda ordem permite classificar as estruturas em nós fixos ou nós móveis.

As estruturas conhecidas como de nós fixos são aquelas onde os efeitos globais de 2ª ordem são inferiores a 10% dos efeitos globais de primeira ordem. Isso quer dizer que os deslocamentos sofridos pelos nós da estrutura quando submetida aos carregamentos verticais e horizontais são muito pequenos, permitindo a desconsideração desses deslocamentos.

Quando os efeitos globais de 2ª ordem superam 10% dos efeitos globais de primeira ordem, a estrutura é classificada como de nós móveis. Isso significa que os deslocamentos sofridos pelos nós da estrutura quando submetidos aos carregamentos verticais e horizontais iniciais são relevantes e devem ser considerados na análise. A análise das estruturas de nós móveis deve considerar, portanto, os efeitos da não linearidade geométrica.

8.2. NÃO LINEARIDADE FÍSICA

A deslocabilidade das estruturas de concreto armado está diretamente ligadas à sua rigidez. Quanto mais rígido o elemento for, maior será a sua capacidade de absorver os esforços e menor será o seu deslocamento.

Por essa razão, para que a análise da estabilidade global da estrutura seja feita de forma satisfatória com valores de deslocamentos mais realísticos, a rigidez dos elementos deve considerar os efeitos físicos característicos dos elementos de concreto armado, ou seja, considerar a não linearidade física (NLF) da estrutura.

O concreto, por ser um material não homogêneo, possui diagrama de tensão-deformação não linear, apresentando variação no seu módulo de elasticidade com a variação do carregamento. Além disso, por ter pouca resistência à tração, o concreto pode sofrer fissuras em determinadas seções do elemento, reduzindo assim a rigidez dessa seção.

Esses comportamentos podem ser calculados de forma precisa através de procedimento iterativo com a mudança da rigidez dos elementos para cada nível de solicitação. Porém, a norma permite o cálculo simplificado para quando ainda não se conhece a disposição da armadura dos elementos.

Segundo o item 15.7.3 da ABNT NBR 6118:2014, a consideração da não linearidade física nos elementos pode ser feita de forma simplificada com a redução da rigidez, como mostrado a seguir:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c$
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$ para $A'_s \neq A_s$ e
 $(EI)_{sec} = 0,5E_cI_c$ para $A'_s = A_s$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$

onde:

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme descreve o item 15.5.1 da ABNT NBR 6118:2014.

Para a análise da estabilidade global, a ABNT NBR 6118:2014, em seu item 15.5.1 permite a majoração do módulo de deformação secante em 10%. O cálculo de E_{cs} para o trabalho foi mostrado no capítulo 2, onde para o concreto utilizado, o valor de $E_{cs} = 20650 \text{ MPa}$.

Portanto, acumulando a minoração das vigas e pilares, comentada anteriormente, com essa majoração em 10%, obtém-se:

$$E_{cs,viga} = 1,1 * 0,4 * 40150 = 10626 \text{ MPa}$$

$$E_{cs,pilar} = 1,1 * 0,8 * 24150 = 21252 \text{ MPa}$$

8.3. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

A não linearidade geométrica (NLG) diz respeito aos deslocamentos que a estrutura sofre quando submetida a carregamentos. A consideração NLG na análise permite avaliar os esforços na estrutura a partir da sua configuração geométrica final.

Nas estruturas de nós móveis, os esforços causados pela NLG associado aos carregamentos atuantes na estrutura, geram esforços significativos adicionais que devem ser considerados na análise. Para determinar se a estrutura possui nós fixos ou nós móveis, a ABNT NBR 6118:2014 apresenta o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Para o presente trabalho, será utilizado o coeficiente γ_z para análise da estabilidade global.

8.4. COEFICIENTE γ_z

O coeficiente γ_z permite avaliar a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem atuantes na estrutura em relação aos efeitos globais de primeira ordem. Segundo o item 15.5.3 da ABNT NBR 6118:2014, o coeficiente γ_z é válido para estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares. O cálculo do coeficiente γ_z é dado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (8.1)$$

onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos pela análise de 1ª ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição: $\gamma_z \leq 1,1$.

Caso o valor do coeficiente γ_z for maior que 1,1 e menor que 1,3 a ABNT NBR 6118:2014 permite a determinação dos esforços finais na estrutura, com efeitos de 1ª ordem mais os efeitos de 2ª ordem, a partir da majoração dos esforços horizontais atuantes na estrutura de $0,95 \gamma_z$, para a combinação de ações considerada.

8.5. SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO

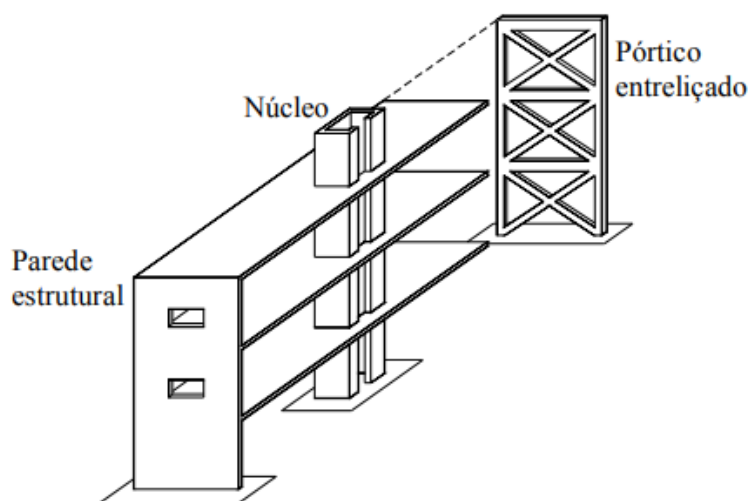
A principal função da estrutura das edificações é absorver as ações externas a qual ela está exposta. Para tal, a estrutura deve ser projetada de maneira a absorver esses esforços sem comprometer a utilização e reduzir interferências com outros projetos, como o arquitetônico.

Com o objetivo de absorver todos os tipos de ações, a estrutura pode ser dividida em subestruturas, onde cada um possui função principal de absorver determinada ação específica atuante na edificação.

Para os edifícios onde as ações horizontais são relevantes podendo provocar deslocamentos excessivos e consequente instabilidade, pode-se optar pela utilização de uma subestrutura de contraventamento. Essas subestruturas são caracterizadas por elementos de grande rigidez com a função de absorver os esforços horizontais atuantes, melhorando a estabilidade da estrutura.

A subestrutura de contraventamento deve ser escolhida baseada principalmente na altura da edificação, das características arquitetônicas e da intensidade das ações atuantes nela. A seguir são expostos os principais tipos de sistemas de contraventamento estrutural utilizados em edifícios. A Figura 24 ilustra três exemplos de subestruturas de contraventamento possíveis para um edifício.

Figura 24 - Elementos de contraventamento



Fonte: (Fusco, 1986).

8.5.1. Pórticos

Essa solução consiste na utilização de associação de linhas pórticos nas direções principais de atuação das ações horizontais na edificação. É recomendada para estruturas de pequena altura. Sua vantagem está no fato de permitir a utilização de todos os vãos entre pilares.

8.5.2. Pilares-parede

Os pilares-parede são elementos que se desenvolvem ao longo do eixo vertical da estrutura, onde a sua maior dimensão deve ser no mínimo 5 vezes maior que a menor dimensão. São caracterizadas por possuírem grande rigidez e, por essa razão, têm a capacidade de absorver os esforços horizontais atuantes na estrutura.

8.5.3. Núcleos de rigidez

Os núcleos de rigidez são usualmente compostos pela união de mais de uma pilar-parede. Essa união faz com que o elemento ganhe elevada rigidez, constituindo uma das principais soluções para contraventamento de estruturas de múltiplos pavimentos, devido a sua alta capacidade de resistir aos esforços horizontais.

Essa solução possui vantagens como permitir a redução da seção dos outros elementos da estrutura.

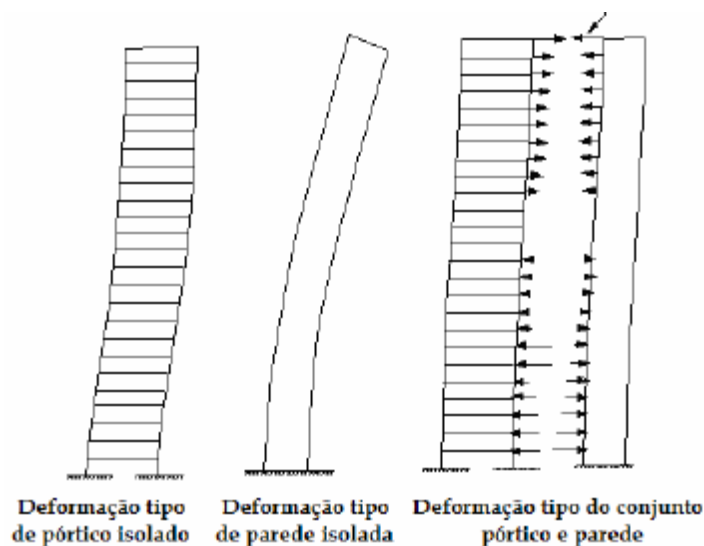
8.5.4. Associação de pórtico com pilar-parede ou com núcleo rígido

Outra solução possível para o contraventamento de estruturas de concreto armado é a associação de diferentes subestruturas de contraventamento, como a consideração da associação de pórticos com pilares-parede ou núcleo rígido. Nessa situação, ocorre uma compatibilização dos deslocamentos da estrutura ao longo da sua altura. Essa compatibilização ocorre quando as diferentes subestruturas precisam deslocar-se em conjunto.

Isso acontece devido à diferença no comportamento dos deslocamentos sofridos por uma estrutura aporticada e uma estrutura rígida engastada na base e livre no topo. Enquanto que para o pórtico os deslocamentos ocorrem principalmente devido aos deslocamentos dos seus nós, nos elementos tipo pilar-parede e núcleo rígido os deslocamentos ocorrem devido à

flexão do conjunto (Carneiro e Martins, 2008). A Figura 25 apresenta uma explicação gráfica do comportamento dos deslocamentos para um pórtico e um pilar-parede.

Figura 25 - Reações nas ligações entre pórtico e pilar-parede, ao longo da altura



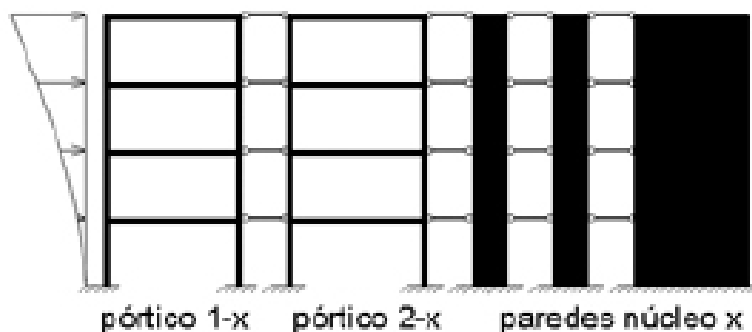
Fonte: (Carneiro e Martins, 2008).

8.6. MODELO PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

O modelo escolhido para análise da estabilidade global consiste na associação de pórticos planos. Nesse modelo, a estrutura tridimensional é representada em um plano bidimensional, onde as vigas e pilares são representados por elementos de barras. As ligações entre as barras são denominadas nós e podem ser rígidas ou rotuladas. As forças atuantes nos elementos também estão contidas no plano dos pórticos e os elementos podem estar sujeitos a esforços axiais, força cortante e momento fletor. Pela simplificação do modelo, não é possível determinar os esforços de torção nos elementos.

Para a análise dos esforços e deslocamentos, os pórticos são dispostos em sequência no plano, ligados por barras que representam um diafragma rígido que transmite os deslocamentos de forma igualitária para todos os pórticos. Essas barras devem ser rotuladas nos nós para não transmitir esforços de momento para a estrutura. A Figura 26 mostra um exemplo de associação de pórticos planos onde existe também a inclusão de pilares-parede na análise.

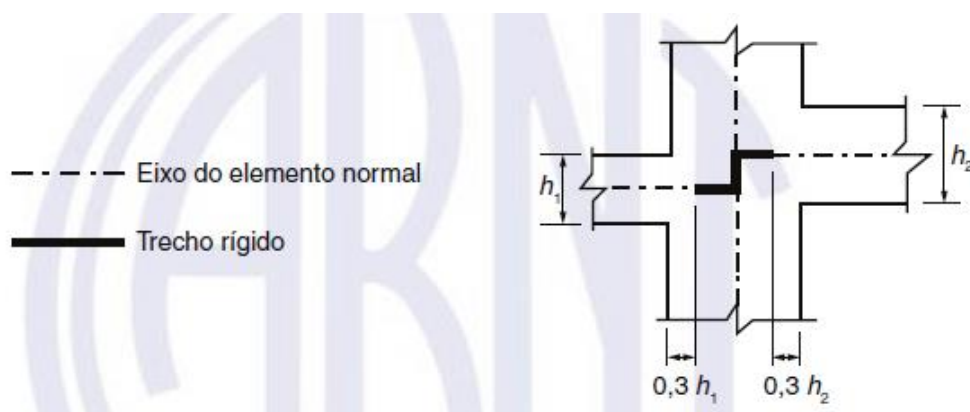
Figura 26- Modelo de associação de pórticos planos



Fonte: (Carneiro e Martins, 2008).

Para as regiões de encontro entre vigas e pilares, a rigidez dos elementos é maior que a rigidez da viga. Para representar esse aumento da rigidez nos modelos, tornando-os mais fiéis à realidade, podem-se incluir na análise trechos rígidos nesses cruzamentos. O item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118:2014 mostra como esses trechos devem ser representados. A Figura 27 apresenta as dimensões para o cálculo desses trechos, onde, para a região de trecho rígido deve-se considerar uma rigidez infinitamente maior em relação ao elemento normal.

Figura 27 - Trechos rígidos



Fonte: (ABNT NBR 6118: 2014, p.87).

9. ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

A análise da estabilidade global será feita, como citado no item anterior, por associação de pórticos planos nas direções x e y da edificação, utilizando o *software Ftool*. A modelagem será feita por elementos de barras representando as vigas e os pilares da edificação. O comprimento dos elementos será referente à distância entre os eixos das vigas. O cruzamento entre vigas e pilares irá considerar a existência de trechos rígidos, tornando o modelo mais fiel à realidade.

Os apoios serão considerados indeslocáveis, com a inclusão de um apoio do terceiro gênero nas fundações. Dessa forma não será considerada a interação solo-estrutura na análise.

O comportamento de diafragma rígido exercido pelas lajes dos pavimentos, que transmitem os deslocamentos horizontais ao longo da estrutura de forma igualitária, será representado considerando uma área 1000 vezes maior para as vigas. A ligação entre cada pórtico será feita através de uma viga rotulada nas extremidades, com comprimento de 1 m e rigidez infinita, assim ela irá transmitir os deslocamentos horizontais de forma igualitária para todo o pavimento, em todos os pórticos.

Com relação às características do material, o módulo de elasticidade do concreto utilizado na análise considera a NLF como explicado e calculado no item 8.2 deste trabalho. Portanto, o concreto utilizado na análise possui $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ onde, para as vigas o módulo de elasticidade considerando a NLF resulta num valor de 10626 MPa e para os pilares, o valor é 21252 MPa .

A primeira análise será feita para a associação de pórticos nas duas direções principais da edificação considerando a seção das vigas e pilares com as dimensões calculadas na etapa de pré-dimensionamento da estrutura. Inicialmente será feita uma avaliação qualitativa dos esforços e deslocamentos considerando apenas as cargas verticais atuantes na estrutura, em seguida será feita a análise considerando apenas as ações horizontais atuantes nos pórticos. Após a avaliação desses resultados com a validação do modelo, serão feitas as análises da estabilidade global da estrutura considerando 4 combinações de ações, como mostrado a seguir:

- Combinação Vento 1 (CV1) – Vento agindo da esquerda para a direita na direção x da edificação;
- Combinação Vento 2 (CV2) – Vento agindo da direita para a esquerda na direção x da edificação;

- Combinação Vento 3 (CV3) – Vento agindo de cima para baixo na direção y da edificação;
- Combinação Vento 4 (CV4) – Vento agindo de baixo para cima na direção y da edificação.

Lembrando que a combinação de ações utilizada para a análise da estabilidade global será $F_d = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + 0,8 * 1,4 * F_{vk}$.

A segunda análise será feita para a associação de pórticos com a inclusão de um pilar-parede na estrutura. Esse pilar-parede será considerado inicialmente posicionado com seu eixo de maior rigidez na direção x da edificação, e depois, será considerado com seu eixo de maior rigidez na direção y da edificação.

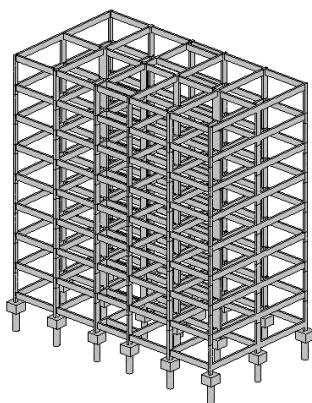
A terceira análise será feita considerando um núcleo rígido resistindo às ações na estrutura em conjunto com a associação de pórticos.

Por fim, será analisada a estabilidade global considerando apenas o núcleo rígido como subestrutura de contraventamento, sem a participação dos pórticos na análise.

9.1. ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS

A estrutura inicialmente analisada possui três linhas de pórticos na direção x e seis linhas de pórticos na direção y onde apenas a associação desses pórticos resiste às ações atuantes na estrutura. A Figura 28 mostra uma vista em perspectiva da estrutura analisada. Essas representações espaciais foram modeladas através do *software Revit* e servem apenas para ilustrar a estrutura estudada.

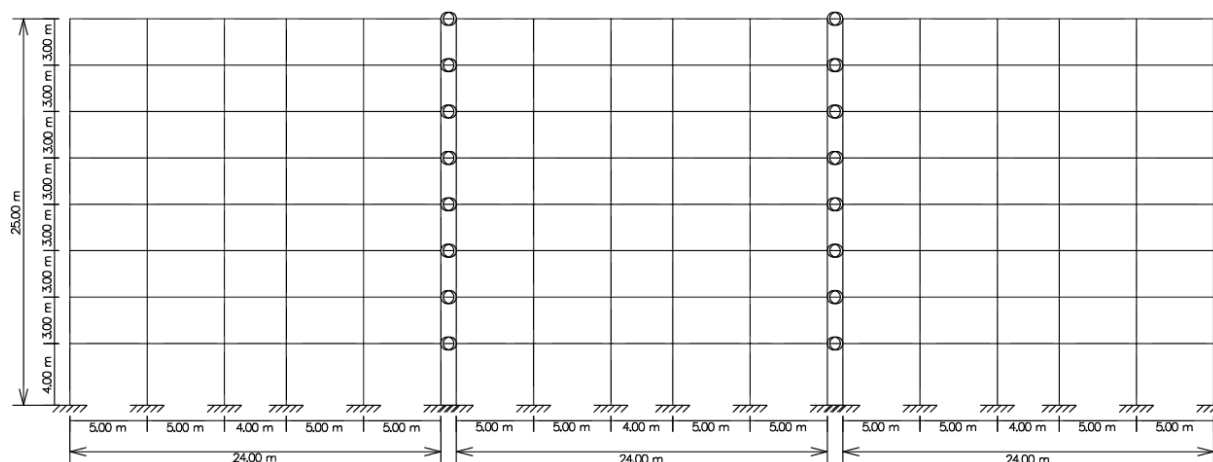
Figura 28 - Representação espacial da estrutura aporticada



Fonte: (Do autor).

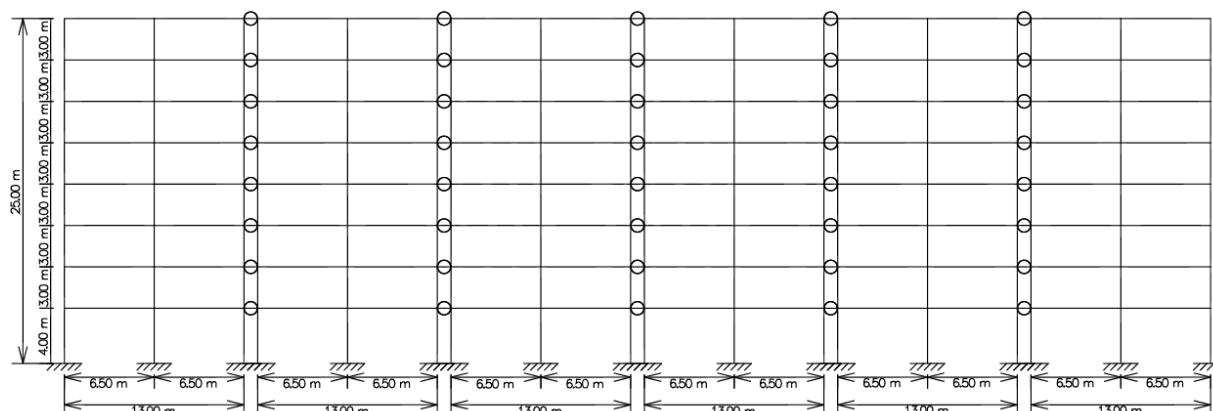
Para fazer a análise por associação de pórticos planos, a estrutura espacial da Figura 28 é agora dividida em dois modelos que representam a associação dos pórticos para cada direção da edificação. Na Figura 29 é apresentado o modelo com os três pórticos na direção x e na Figura 30 é mostrado o modelo para analisar a estrutura na direção y com os seis pórticos existentes nessa direção.

Figura 29 - Associação de pórticos na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 30 - Associação de pórticos na direção y



Fonte: (Do autor).

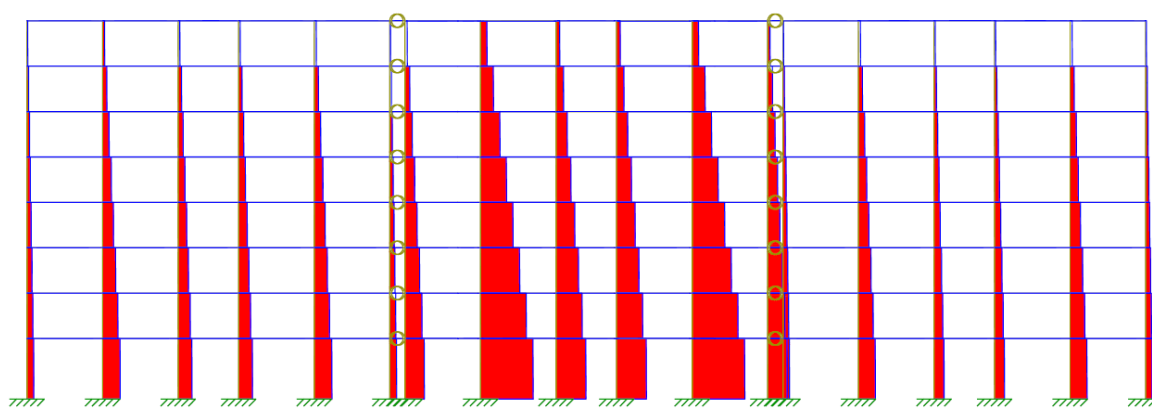
9.1.1. Análise do carregamento vertical

Foi considerada a combinação última de carregamentos, onde o carregamento distribuído nas vigas é a soma das reações de apoio das lajes que se apoiam em cada viga e o peso próprio de cada viga além da alvenaria apoiada diretamente nas vigas. Também é

considerado o carregamento do pórtico transversal com um carregamento pontual em cada apoio além da carga de peso próprio dos pilares distribuído ao longo da altura de cada pilar.

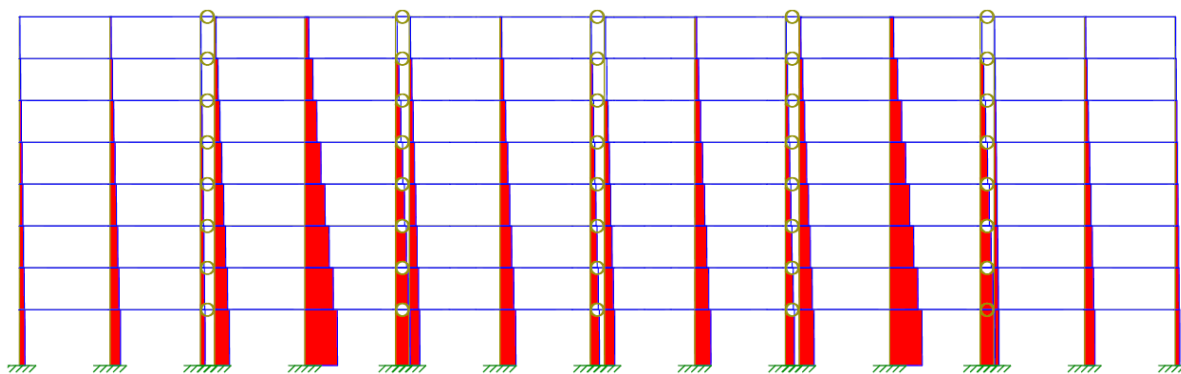
Os carregamentos verticais geram esforços normais negativos nos pilares, onde para os pavimentos inferiores, por receberem o carregamento dos pavimentos superiores, possuem magnitude bem maior. Além disso, os pilares que apoiam vigas mais carregadas também tendem a estarem sujeitos a esforços normais maiores. Essas afirmações podem ser verificadas nas Figuras 31 e 32, onde se mostra o diagrama de esforços normais na estrutura.

Figura 31 - Diagrama de esforços normais para as cargas verticais na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 32 - Diagrama de esforços normais para as cargas verticais na direção y



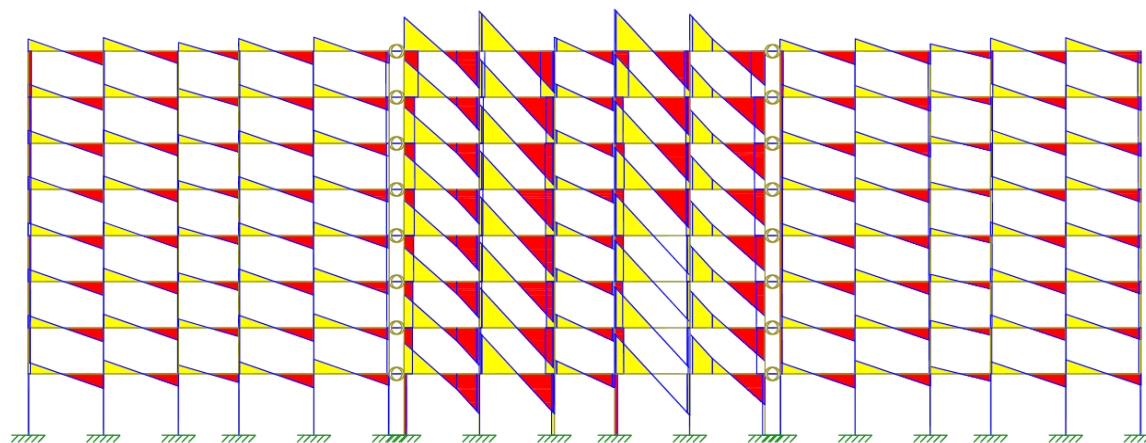
Fonte: (Do autor).

Os esforços cortantes, para os carregamentos verticais, são maiores para as vigas da estrutura. Quanto mais carregada estiver a viga, maiores serão os valores de esforço cortante atuante sobre ela. Isso é evidenciado na Figura 33, que mostra o diagrama de esforços cortantes para a estrutura na direção x. Nessa Figura, percebe-se que os esforços nas vigas do pórtico central são maiores que nos pórticos da esquerda e da direita, isso ocorre devido ao fato de que as vigas do pórtico central recebem mais carregamento proveniente da reação de

apoio das lajes. A descontinuidade presente no diagrama de algumas vigas mostrada na Figura 34 é devida a algumas cargas pontuais agindo na viga proveniente de outras vigas transversais que se apoiam nelas.

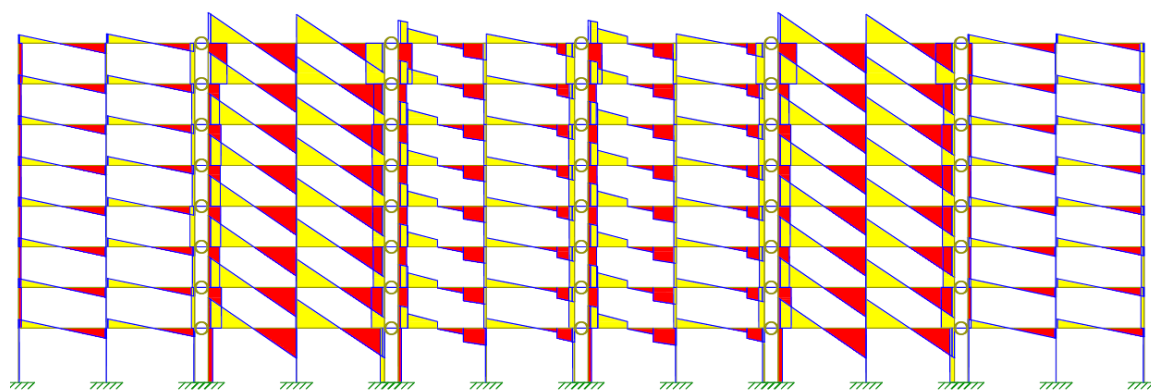
Os pilares também estão sujeitos a esforços cortantes para os carregamentos verticais, mas com magnitude bem menores em comparação com as vigas.

Figura 33 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas verticais na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 34 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas verticais na direção y



Fonte: (Do autor).

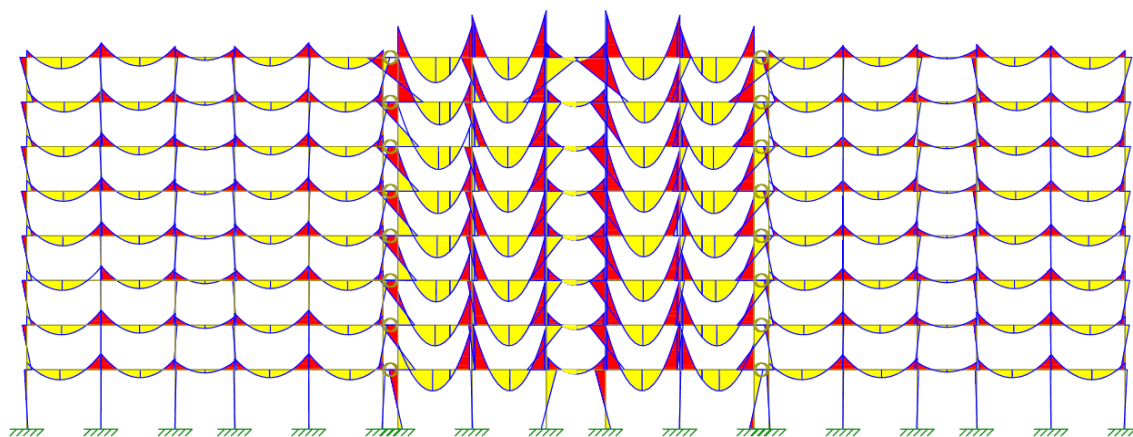
O fato de maiores carregamentos nas vigas proporcionarem maiores esforços internos também é observado no caso dos esforços de momentos fletores na estrutura. Além disso, observa-se que os esforços são pouco diferentes para cada pavimento da estrutura, com exceção do pavimento de cobertura, onde os momentos fletores positivos são maiores e os negativos menores. Isso ocorre pelo fato de que nos nós do pavimento de cobertura, não existe

pilar superior, havendo apenas os pilares do pavimento inferior chegando a cada nó. Com isso, a rigidez da ligação diminui, diminuindo também a capacidade de absorção de momento.

Esses momentos são então absorvidos pelos pilares. Isso pode ser observado pelo diagrama de momentos dos pilares, que, assim como as vigas, têm pouca variação com a mudança de pavimento, mas possuem valor maior na cobertura.

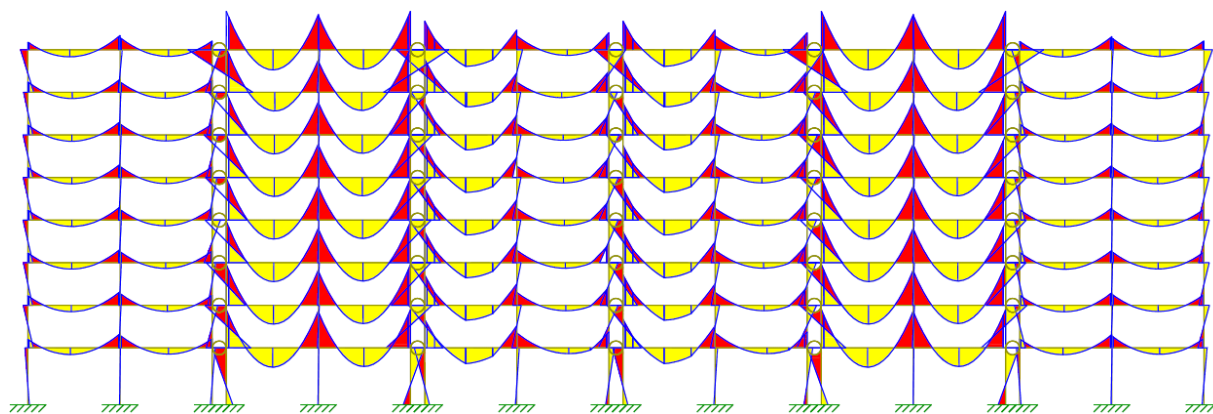
A Figura 35 e a Figura 36 apresentam os diagramas de momentos fletores atuantes nos pórticos.

Figura 35 - Diagrama de momentos fletores para as cargas verticais na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 36 - Diagrama de momentos fletores para as cargas verticais na direção y

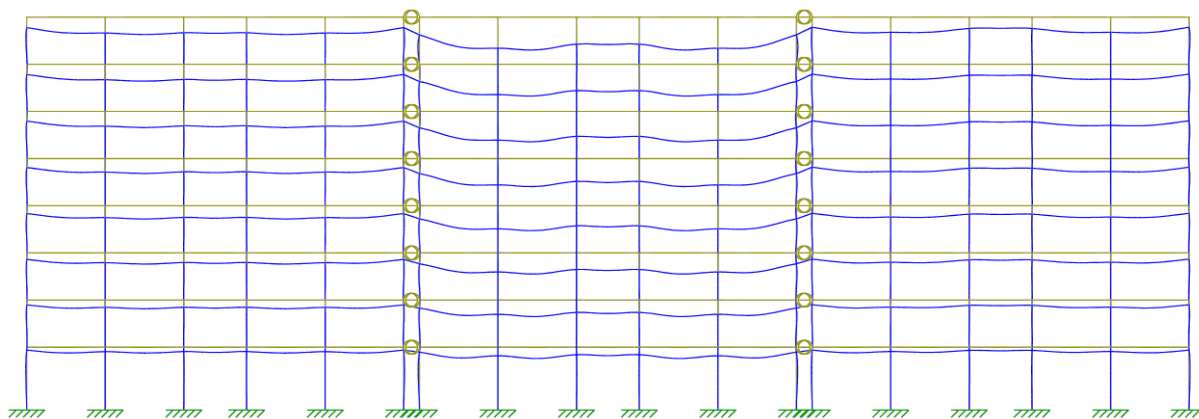


Fonte: (Do autor).

O deslocamento da estrutura pode ser analisado na Figura 37 e na Figura 38 para as direções x e y, respectivamente. Observa-se que, onde existe maior concentração de carregamento, existe maior deslocamento. Isso fica evidente no pórtico central da estrutura na direção x e nos pórticos 2, 3, 4 e 5 na direção y.

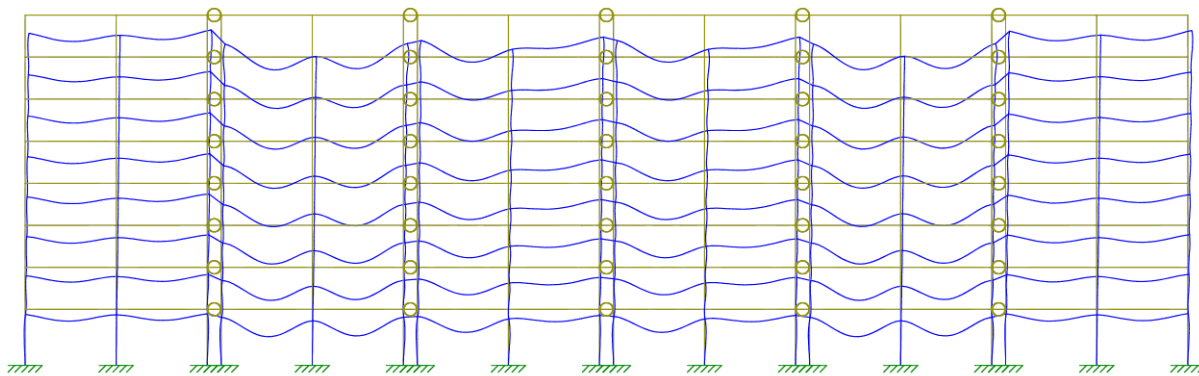
Além disso, observa-se que, na direção y, mesmo não havendo carregamento horizontal a estrutura sofre um deslocamento horizontal. Isso ocorre devido à sua assimetria. No caso da direção x, a assimetria é muito pequena, portanto, os deslocamentos horizontais são praticamente nulos.

Figura 37 - Diagrama de deformações para as cargas verticais na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 38 - Diagrama de deformações para as cargas verticais na direção y

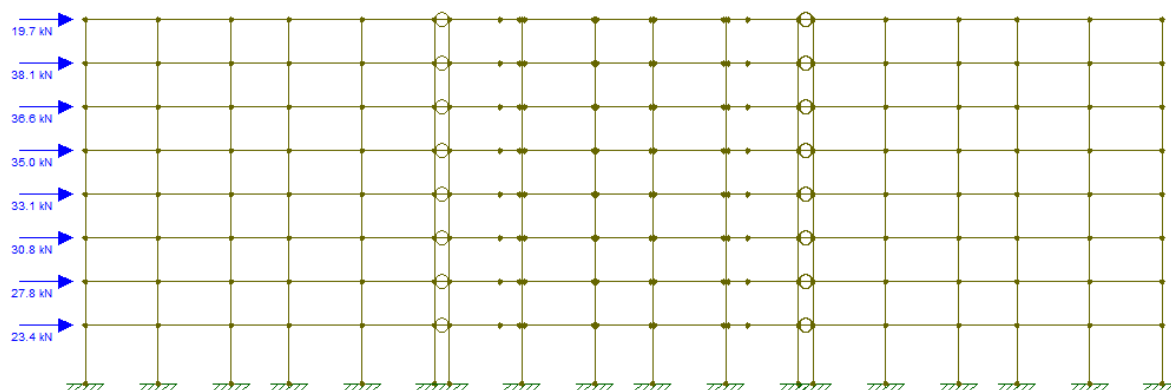


Fonte: (Do autor).

9.1.2. Análise do carregamento horizontal

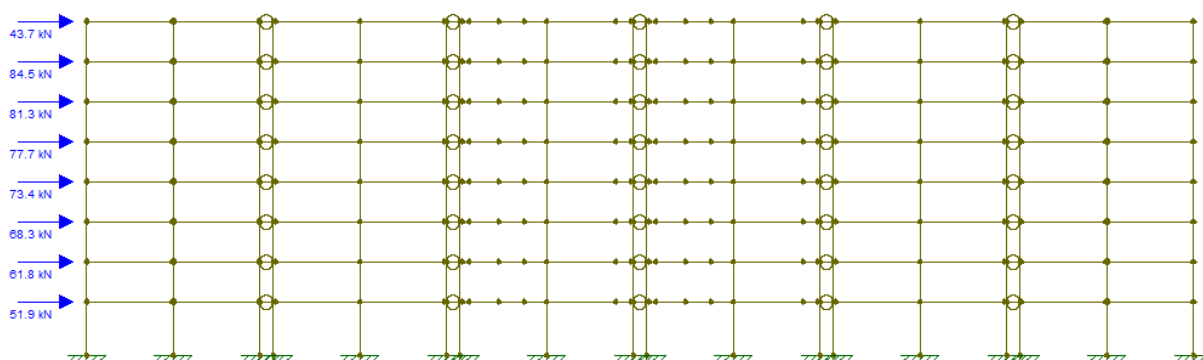
O carregamento horizontal atuante na estrutura foi calculado conforme exposto no capítulo sobre determinação das cargas de vento na estrutura e será considerado a partir da combinação de ações $0,8 * 1,4 * F_{vk}$. Os modelos com os carregamentos atuantes são mostrados na Figura 39 para a direção x e na Figura 40 para a direção y.

Figura 39 - Carregamento horizontal nos pórticos na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 40 - Carregamento horizontal nos pórticos na direção y

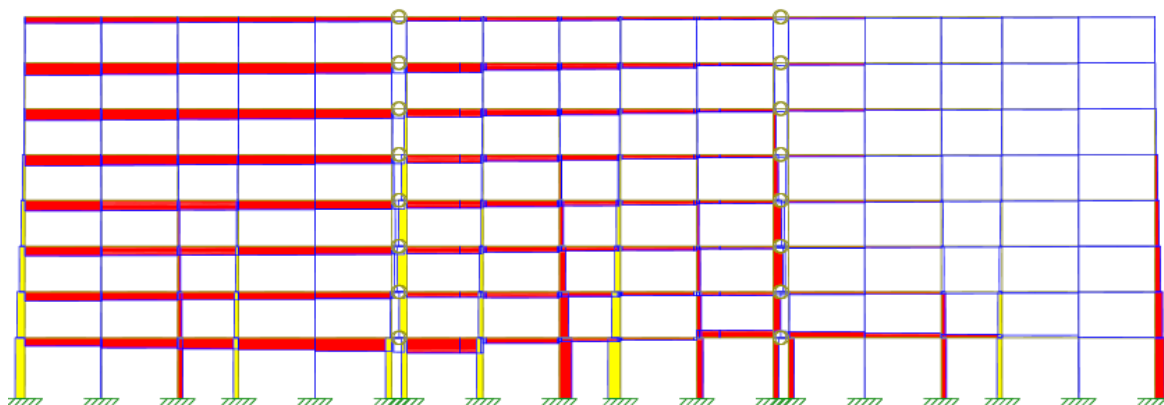


Fonte: (Do autor).

Para os esforços normais na estrutura submetida aos carregamentos horizontais, ao contrário do que ocorre para os carregamentos verticais, as vigas estão sujeitas a esforços significativos. Observa-se que os valores de esforço normal nas vigas diminuem com o aumento da distância do ponto de aplicação das cargas. Esse é um erro do modelo de associação de pórticos planos, uma vez que para a estrutura espacial, os esforços são distribuídos de forma igualitária.

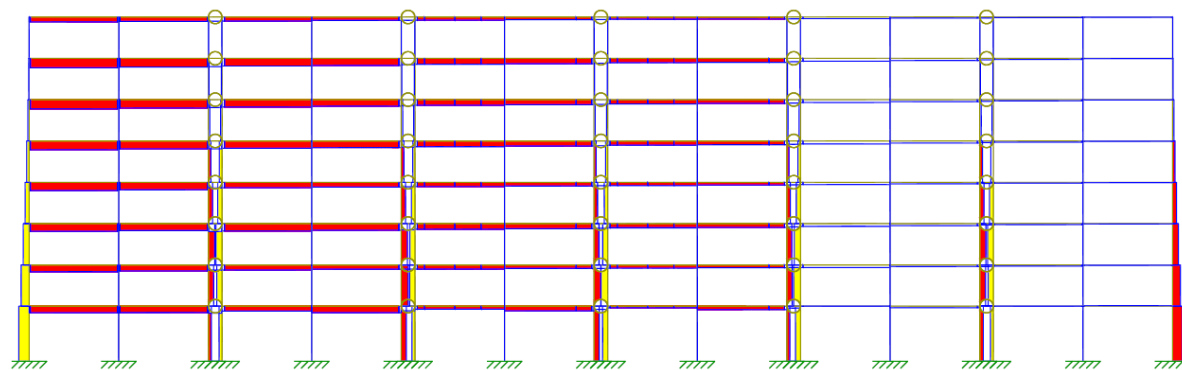
Para os pilares, os esforços tendem a diminuir nos andares superiores, e observa-se também a formação de binários nos pórticos, onde os pilares possuem praticamente o mesmo valor de esforço normal em módulo, mas um sendo tracionado e o outro comprimido. A Figura 41 e a Figura 42 mostram os diagramas de esforço normal para a estrutura em estudo.

Figura 41 - Diagrama de esforços normais para as cargas horizontais na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 42 - Diagrama de esforços normais para as cargas horizontais na direção y

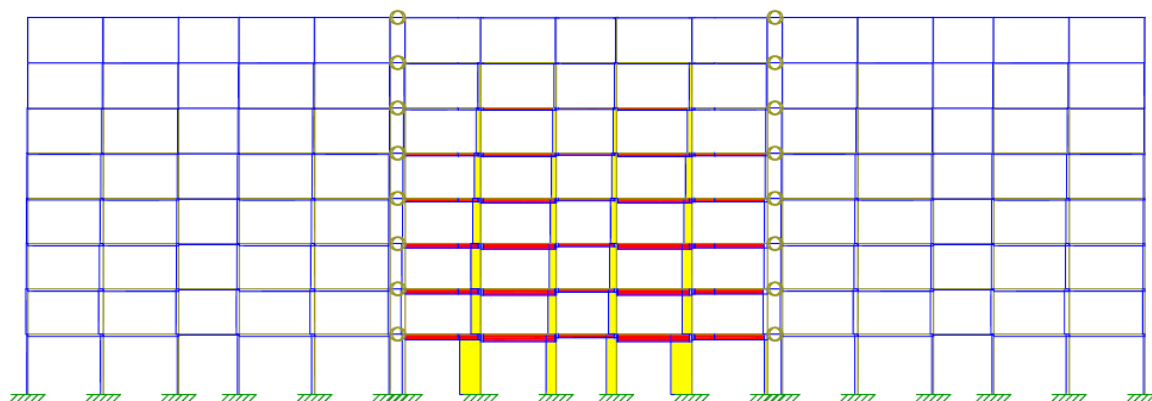


Fonte: (Do autor).

Ao analisar os esforços cortantes, observa-se que as vigas possuem valor constante ao longo do vão, e os seus valores tendem a serem maiores entre pilares que mais absorvem esforço. Isso pode ser conferido na Figura 43 e na Figura 44.

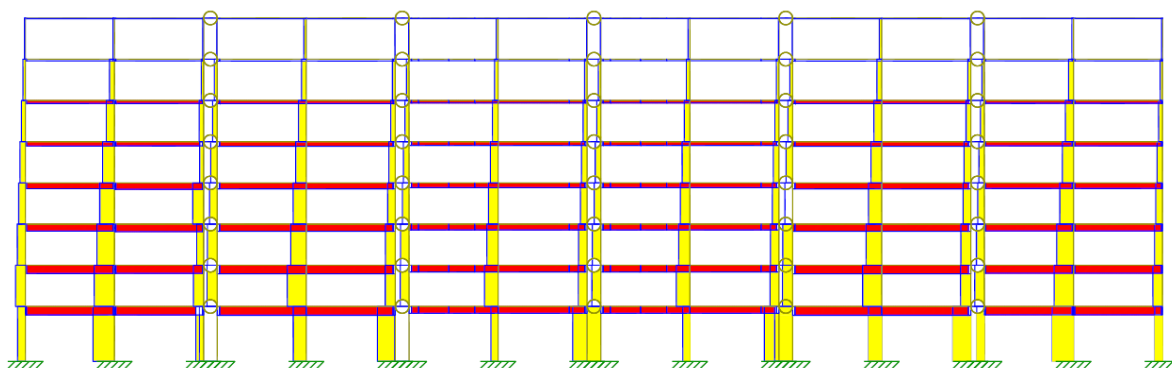
É possível notar também que os esforços cortantes aumentam com para os pilares inferiores e que os esforços são mais absorvidos pelos elementos de maior rigidez localizados no pórtico central na direção x. Além disso, os esforços atuantes para a direção y (Figura 44) são maiores pelo fato de as cargas para essa direção serem maiores.

Figura 43 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas horizontais na direção x



Fonte: (Do autor).

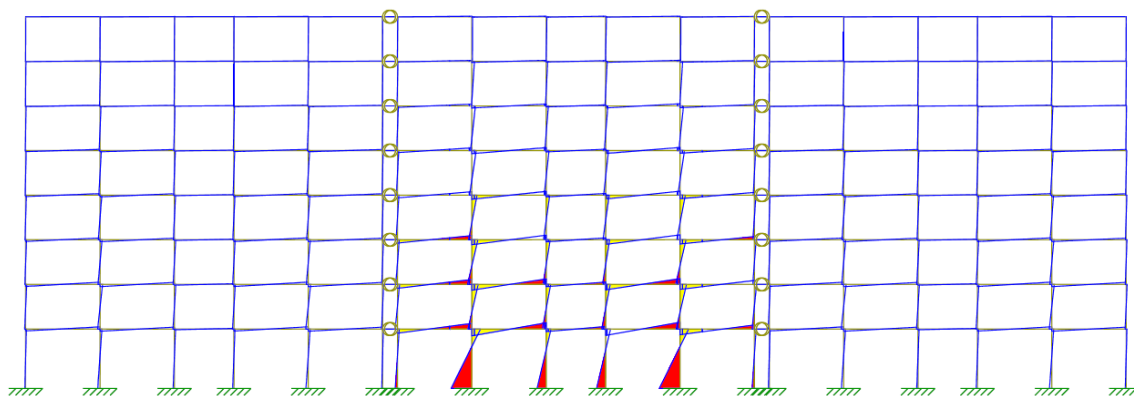
Figura 44 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas horizontais na direção y



Fonte: (Do autor).

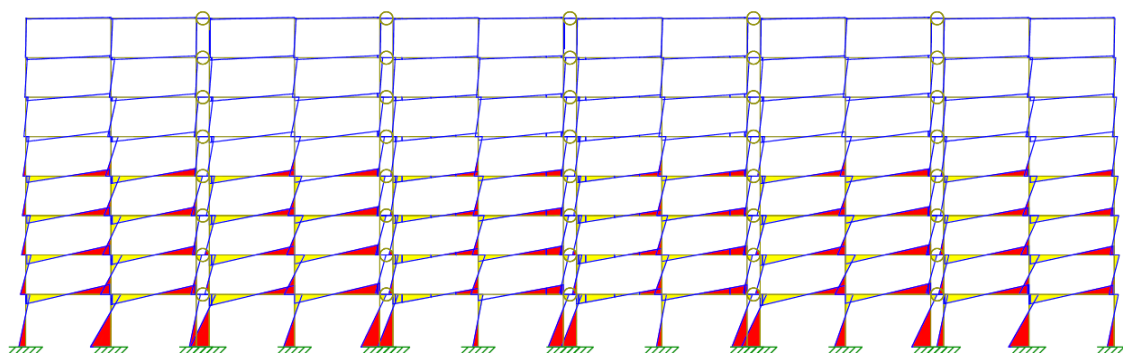
Analisando o diagrama de momentos fletores, é possível notar que os elementos que mais absorvem esforços são justamente aqueles com maior rigidez na direção analisada. Esse fenômeno pode ser observado com mais evidência na Figura 45, onde os pilares P8, P9, P10 e P11 são aqueles de maior dimensão, e conseqüentemente, absorvem mais momento fletor em comparação com os demais pilares da estrutura. Esse comportamento reforça o fato de que pórticos com grande rigidez possuem grande capacidade de atuar na estabilidade global da estrutura. Os diagramas de momentos fletores na estrutura para as direções x e y podem ser analisados na Figura 45 e na Figura 46, respectivamente.

Figura 45 - Diagrama de momentos fletores para as cargas horizontais na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 46 - Diagrama de momentos fletores para as cargas horizontais na direção y

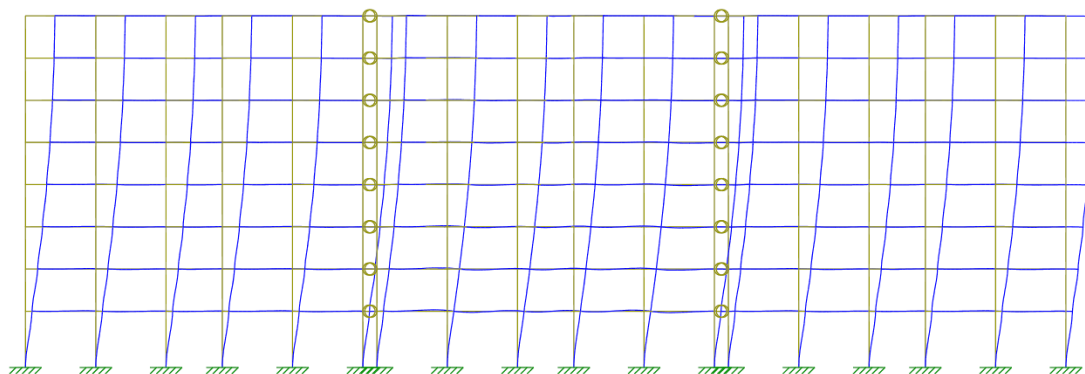


Fonte: (Do autor).

O diagrama de deslocamentos mostra que a estrutura basicamente sofreu apenas deslocamento horizontal, onde para cada nível de pavimento, os nós tiveram o mesmo deslocamento, mostrando que a consideração dos diafragmas rígidos proporcionados pelas lajes está correta.

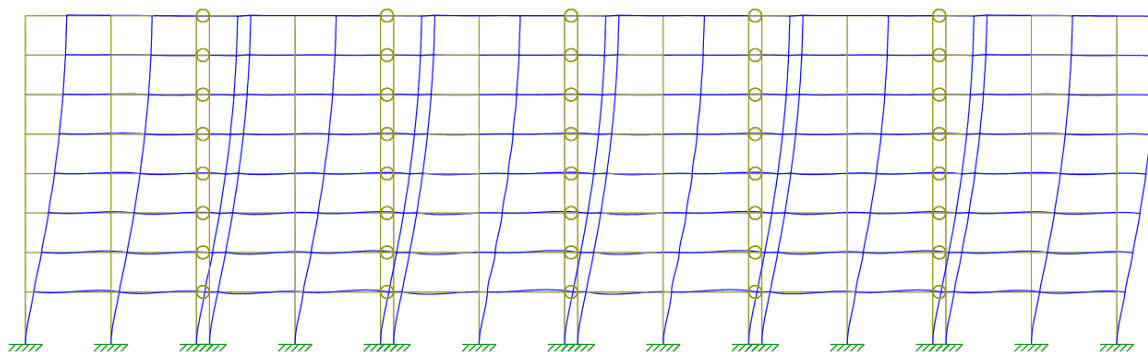
Além disso, observa-se que os deslocamentos para a direção x foram menores que para a direção y, evidenciando que a estrutura em x é mais rígida que em y. Os deslocamentos sofridos pelos pórticos podem ser verificados na Figura 47 e na Figura 48.

Figura 47 - Diagrama de deformações para as cargas horizontais na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 48 - Diagrama de deformações para as cargas horizontais na direção y



Fonte: (Do autor).

9.1.3. Cálculo do coeficiente γ_z

Para avaliar a estabilidade global da estrutura formada pela associação dos pórticos será calculado o coeficiente γ_z a partir dos esforços horizontais e verticais atuando na estrutura pelas combinações de ações mostradas no início deste capítulo. O cálculo, portanto será feito utilizando a Equação 8.1 que determina o valor de γ_z a partir de uma relação entre os momentos de tombamento calculados. O cálculo dos momentos de tombamento é mostrado nas Tabelas 65 e 66 Para as direções x e y, respectivamente. Para x as combinações são as CV1 e CV2, e para y as combinações de ações são CV3 e CV4.

Tabela 65 – Momentos de tombamento na direção x (Pórticos)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV1 (Esquerda)		CV2 (Direita)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	19,67	472,19	3650,09	0,0164	59,86	0,01639	59,82
Pav.7	21	38,06	799,21	3889,49	0,01595	62,04	0,01595	62,04
Pav.6	18	36,62	659,14	3889,49	0,01507	58,61	0,01506	58,58
Pav.5	15	34,99	524,81	3889,49	0,01369	53,25	0,01369	53,25
Pav.4	12	33,09	397,07	3889,49	0,01183	46,01	0,01183	46,01
Pav.3	9	30,79	277,13	3889,49	0,009517	37,02	0,009515	37,01
Pav.2	6	27,82	166,95	3889,49	0,006791	26,41	0,006789	26,41
Pav.1	3	23,40	70,19	3889,49	0,003667	14,26	0,003667	14,26
Térreo	0	0,00	0,00	3889,49	0	0,00	0	0,00
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	3366,68		$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	357,47	$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	357,37

Fonte: (Do autor).

Tabela 66 – Momentos de tombamento na direção y (Pórticos)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV3 (Cima)		CV4 (Baixo)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	43,66	1047,94	3650,09	0,03663	133,70	0,03409	124,43
Pav.7	21	84,46	1773,68	3889,49	0,03532	137,38	0,03321	129,17
Pav.6	18	81,27	1462,82	3889,49	0,03316	128,98	0,03132	121,82
Pav.5	15	77,65	1164,70	3889,49	0,02991	116,33	0,02834	110,23
Pav.4	12	73,43	881,21	3889,49	0,0256	99,57	0,02431	94,55
Pav.3	9	68,34	615,04	3889,49	0,02037	79,23	0,0193	75,07
Pav.2	6	61,75	370,50	3889,49	0,01414	55,00	0,01343	52,24
Pav.1	3	51,93	155,78	3889,49	0,007233	28,13	0,006936	26,98
Térreo	0	0,00	0,00	3889,49	0	0,00	0	0,00
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	7471,68		$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	778,32	$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	734,48

Fonte: (Do autor).

Uma vez encontrado os momentos de tombamento pode-se calcular o coeficiente γ_z . Os resultados para as duas direções da edificação são mostrados na Tabela 67.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Tabela 67 - Gama-z (pórticos)

Direção	Combinação de Ações	Calculado	Classificação
x	CV1	1,12	Nós Móveis
	CV2	1,12	Nós Móveis
y	CV3	1,12	Nós Móveis
	CV4	1,11	Nós Móveis

Fonte: (Do autor).

Os resultados mostram que, tanto para a direção x como para a direção y, a estrutura se enquadra na classificação de nós móveis, onde os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados na análise. Além disso, esse resultado também expõe a magnitude dos efeitos de 2ª ordem em relação aos de 1ª ordem que, para as duas combinações na direção x é de 12%, e para a direção y, resultou em 12% para a combinação CV3 e 11% para a combinação CV4. A diferença de resultados para as duas combinações na direção y evidencia a existência de assimetria para esta direção. Isso não ocorre na direção na direção x, visto que os resultados foram iguais para as duas combinações de ações para essa direção.

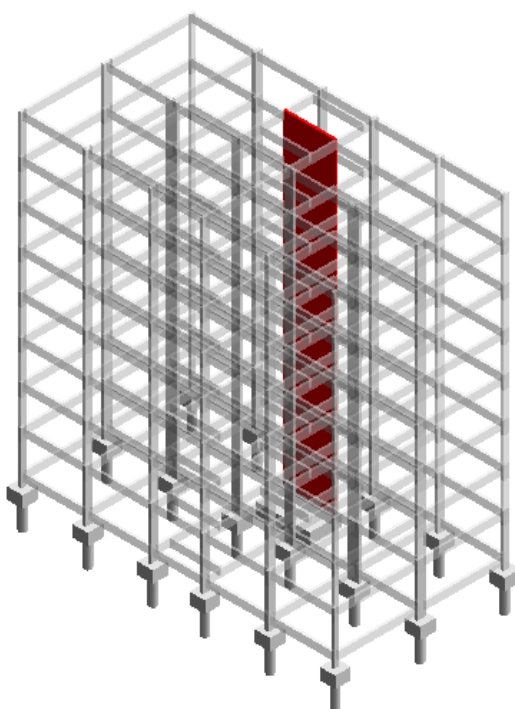
9.2. ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS COM PILAR-PAREDE

A análise da estabilidade global para a estrutura considerando apenas associação de pórticos resultou em uma estrutura de nós móveis para as duas direções da edificação. Agora, a estrutura será analisada com a inclusão de um pilar-parede localizado na região do poço dos elevadores.

9.2.1. Pilar parede com maior rigidez na direção x

A primeira análise considera o pilar-parede com maior valor de rigidez na direção x da estrutura, com valor de base igual a 20 cm e altura de 420 cm. A Figura 49 mostra uma vista espacial do pórtico com o posicionamento do pilar-parede na estrutura.

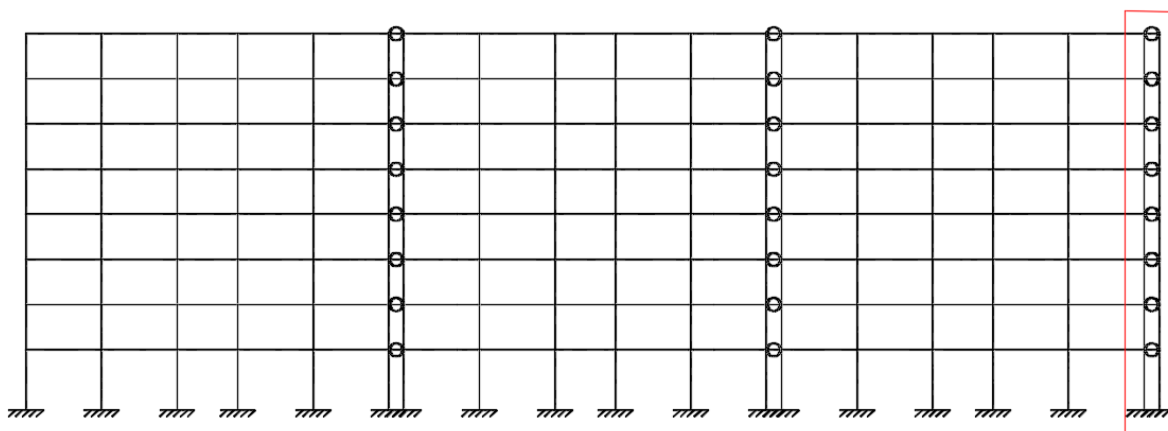
Figura 49 - Representação espacial da estrutura aporticada com pilar-parede com maior rigidez na direção x



Fonte: (Do autor).

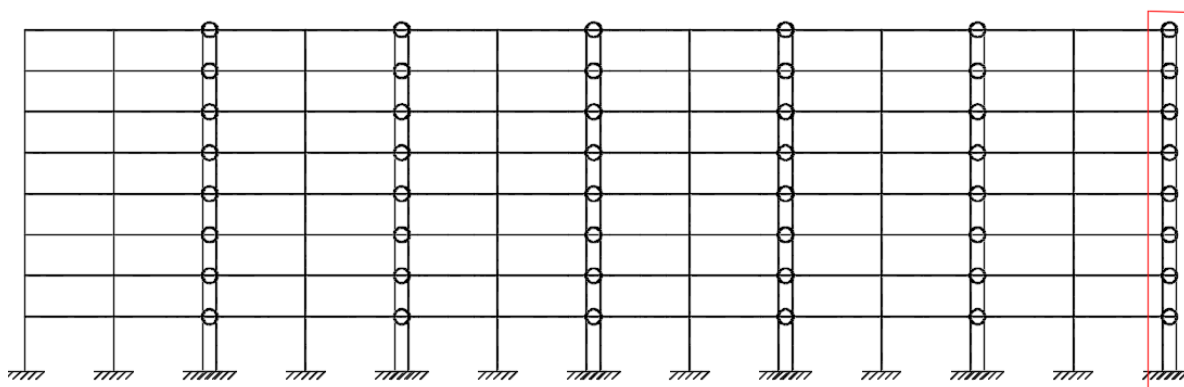
Os modelos utilizados para a análise estrutural foram os mesmo utilizados no item anterior deste trabalho, apenas com a diferença da inclusão de um elemento de barra engastado na base e livre no topo que representa o pilar-parede, conectado aos pórticos pelas mesmas barras que conectam os pórticos entre si em cada nível de pavimento. A Figura 50 mostra o modelo utilizado para análise com a inclusão do pilar-parede na direção x. A Figura 51 mostra o modelo para a direção y.

Figura 50 - Modelo com inclusão de elemento de barra para consideração do pilar-parede na direção x



Fonte: (Do autor).

Figura 51 - Modelo com inclusão de elemento de barra para consideração do pilar-parede na direção y



Fonte: (Do autor).

Para os esforços normais, a estrutura não apresenta grande diferença em relação à estrutura anterior.

Para os esforços cortantes, na direção x, observa-se que o pilar-parede, por ter uma rigidez muito maior que os outros pilares da estrutura, absorve uma quantidade de esforço muito maior, aliviando os pilares dos pórticos.

Assim como para os esforços cortantes, os momentos fletores absorvidos pelo pilar-parede são muito superiores aos outros pilares da estrutura, devido à sua grande rigidez.

O cálculo dos momentos de tombamento para determinação do coeficiente γ_z sofreram considerável redução para as combinações CV1 e CV2 na direção x. Isso já era esperado pelo fato de que, com a inclusão do pilar-parede com maior rigidez nessa direção, a estrutura se

torna mais estável. Para a direção y os resultados foram praticamente iguais ao modelo anterior. Os cálculos são mostrados nas Tabelas 68 e 69.

Tabela 68 - Momentos de tombamento na direção x (Pórticos com pilar-parede em x)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV1 (Esquerda)		CV2 (Direita)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	19,67	472,19	3650,09	0,00776	28,34	0,007117	25,98
Pav.7	21	38,06	799,21	3952,49	0,006792	26,85	0,006213	24,56
Pav.6	18	36,62	659,14	3952,49	0,005767	22,79	0,005262	20,80
Pav.5	15	34,99	524,81	3952,49	0,004674	18,47	0,004253	16,81
Pav.4	12	33,09	397,07	3952,49	0,003533	13,96	0,003207	12,68
Pav.3	9	30,79	277,13	3952,49	0,002395	9,47	0,002168	8,57
Pav.2	6	27,82	166,95	3952,49	0,001345	5,32	0,001214	4,80
Pav.1	3	23,40	70,19	3952,49	0,0005035	1,99	0,000453	1,79
Térreo	0	0,00	0,00	3952,49	0	0,00	0	0
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	3366,68		$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	127,19	$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	115,98

Fonte: (Do autor).

Tabela 69 – Momentos de tombamento na direção y (Pórticos com pilar-parede na direção x)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV3 (Cima)		CV4 (Baixo)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	43,66	1047,94	3650,09	0,03635	132,68	0,03384	123,52
Pav.7	21	84,46	1773,68	3952,49	0,03503	138,46	0,03293	130,16
Pav.6	18	81,27	1462,82	3952,49	0,03286	129,88	0,03103	122,65
Pav.5	15	77,65	1164,70	3952,49	0,02961	117,03	0,02805	110,87
Pav.4	12	73,43	881,21	3952,49	0,0253	100,00	0,02402	94,94
Pav.3	9	68,34	615,04	3952,49	0,02007	79,33	0,01902	75,18
Pav.2	6	61,75	370,50	3952,49	0,01387	54,82	0,01317	52,05
Pav.1	3	51,93	155,78	3952,49	0,007018	27,74	0,00672	26,56
Térreo	0	0,00	0,00	3952,49	0	0,00	0	0
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	7471,68		$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	779,93	$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	735,92

Fonte: (Do autor).

O γ_z para essa configuração resultou nos valores apresentados na Tabela 70, onde se observa que para a direção x a estrutura agora é classificada como de nós fixos, onde os efeitos globais de 2ª ordem representam apenas 4% em relação aos efeitos de 1ª ordem, podendo ser desprezados para essa direção. Para a direção y, como a rigidez do pilar-parede nessa direção não é grande, os resultados foram iguais à análise inicial.

Tabela 70 - Gama-z (pórtico com pilar-parede na direção x)

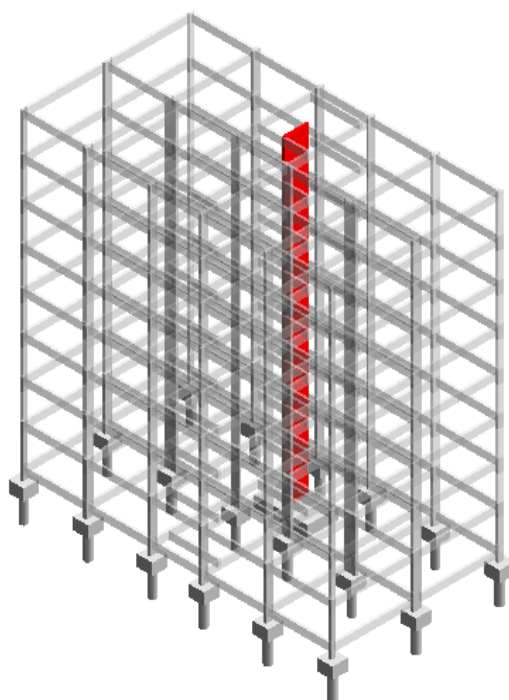
Direção	Combinação de Ações	Calculado	Classificação
x	CV1	1,04	Nós Fixos
	CV2	1,04	Nós Fixos
y	CV3	1,12	Nós Móveis
	CV4	1,11	Nós Móveis

Fonte: (Do autor).

9.2.2. Pilar-parede com maior rigidez na direção y

Agora, o pilar-parede foi considerada com maior rigidez na direção y, onde a sua base é de 20 cm e a altura de 210 cm. A vista tridimensional da estrutura é mostrada na Figura 52.

Figura 52 - Representação espacial da estrutura aporticada com pilar-parede com maior rigidez na direção y



Fonte: (Do autor).

As características dos esforços que ocorreram na direção x quando foi incluída o pilar-parede para aquela direção também ocorrem para a direção y, onde os esforços cortantes nos pilares e os momentos fletores são aliviados nos elementos dos pórticos e são absorvidos pelo pilar-parede.

O cálculo dos momentos de tombamento para as direções x e y são mostrados nas Tabelas 71 e 72, respectivamente e o cálculo do γ_z é mostrado na Tabela 73.

Tabela 71 – Momentos de tombamento na direção x (Pórticos com pilar-parede em y)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV1 (Esquerda)		CV2 (Direita)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	19,67	472,19	3650,09	0,01632	59,57	0,01631	59,53
Pav.7	21	38,06	799,21	3920,99	0,01586	62,19	0,01586	62,19
Pav.6	18	36,62	659,14	3920,99	0,01498	58,74	0,01497	58,70
Pav.5	15	34,99	524,81	3920,99	0,0136	53,33	0,0136	53,33
Pav.4	12	33,09	397,07	3920,99	0,01174	46,03	0,01174	46,03
Pav.3	9	30,79	277,13	3920,99	0,009429	36,97	0,009437	37,00
Pav.2	6	27,82	166,95	3920,99	0,006705	26,29	0,006704	26,29
Pav.1	3	23,40	70,19	3920,99	0,003593	14,09	0,003593	14,09
Térreo	0	0,00	0,00	3920,99	0	0,00	0	0
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	3366,68		$\Sigma mtot,d$ (kN.m)	357,20	$\Sigma mtot,d$ (kN.m)	357,15

Fonte: (Do autor).

Tabela 72 – Momentos de tombamento na direção y (Pórticos com pilar-parede na direção y)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV3 (Cima)		CV4 (Baixo)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	43,66	1047,94	3650,09	0,02954	107,82	0,02733	99,76
Pav.7	21	84,46	1773,68	3920,99	0,02757	108,10	0,02573	100,89
Pav.6	18	81,27	1462,82	3920,99	0,02507	98,30	0,02353	92,26
Pav.5	15	77,65	1164,70	3920,99	0,0218	85,48	0,02055	80,58
Pav.4	12	73,43	881,21	3920,99	0,01777	69,68	0,01679	65,83
Pav.3	9	68,34	615,04	3920,99	0,01311	51,40	0,01239	48,58
Pav.2	6	61,75	370,50	3920,99	0,00811	31,80	0,00768	30,09
Pav.1	3	51,93	155,78	3920,99	0,00343	13,45	0,00324	12,69
Térreo	0	0,00	0,00	3920,99	0	0,00	0	0
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	7471,68		$\Sigma mtot,d$ (kN.m)	566,03	$\Sigma mtot,d$ (kN.m)	530,68

Fonte: (Do autor).

Tabela 73 – Gama-z (pórtico com pilar-parede na direção y)

Direção	Combinação de Ações	Calculado	Classificação
x	CV1	1,12	Nós Móveis
	CV2	1,12	Nós Móveis
y	CV3	1,08	Nós Fixos
	CV4	1,08	Nós Fixos

Fonte: (Do autor).

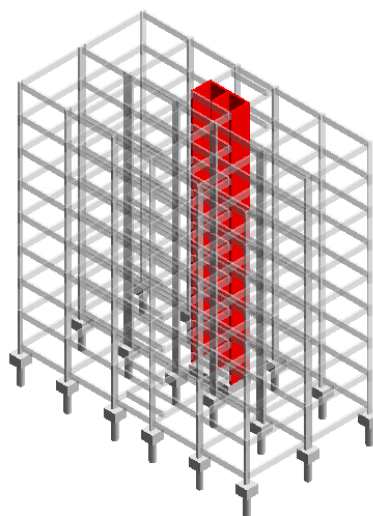
Como esperado, a estrutura tornou-se de nós fixos para na direção y, e na direção x, como o pilar-parede possui pouca rigidez para essa direção, não houve contribuição para a estabilidade global.

Para o caso estudado, os resultados mostram que, na análise da estabilidade global, não há necessidade de considerar o pilar-parede na sua direção de menor rigidez, visto que para essa direção, a sua contribuição é baixa e pouco difere nos resultados em comparação com as análises sem pilar-parede.

9.3. ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS COM NÚCLEO RÍGIDO

Agora a estrutura será analisada considerando a inclusão de um núcleo rígido na região central da estrutura, como mostrado na Figura 53.

Figura 53 - Representação espacial da estrutura aporticada com núcleo rígido



Fonte: (Do autor).

Uma vez encontrado os valores de inércia para o núcleo rígido pode-se proceder com a análise estrutural da associação dos pórticos com o núcleo rígido. Assim como ocorreu para os pilares-parede, os esforços absorvidos pelo núcleo rígido foram muito maiores em comparação com os outros elementos da estrutura.

Os valores de γ_z para as duas direções sofreram considerável redução, como pode ser observado na Tabela 76. A Tabela 74 e a Tabela 75 apresentam os cálculos dos momentos de tombamento para a estrutura.

Tabela 74 – Momentos de tombamento na direção x (Pórticos com núcleo rígido)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV1 (Esquerda)		CV2 (Direita)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	19,67	472,19	3650,09	0,00412	15,05	0,00412	15,04
Pav.7	21	38,06	799,21	4037,99	0,003513	14,19	0,003509	14,17
Pav.6	18	36,62	659,14	4037,99	0,002893	11,68	0,00289	11,67
Pav.5	15	34,99	524,81	4037,99	0,00227	9,17	0,002268	9,16
Pav.4	12	33,09	397,07	4037,99	0,00166	6,70	0,001658	6,69
Pav.3	9	30,79	277,13	4037,99	0,001088	4,39	0,001086	4,39
Pav.2	6	27,82	166,95	4037,99	0,0005906	2,38	0,0005887	2,38
Pav.1	3	23,40	70,19	4037,99	0,000214	0,86	0,0002124	0,86
Térreo	0	0,00	0,00	4037,99	0	0,00	0	0
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	3366,68		$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	64,43	$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	64,35

Fonte: (Do autor).

Tabela 75 – Momentos de tombamento na direção y (Pórticos com núcleo rígido)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV3 (Cima)		CV4 (Baixo)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	43,66	1047,94	3650,09	0,02025	73,91	0,01861	67,93
Pav.7	21	84,46	1773,68	4037,99	0,01786	72,12	0,0165	66,63
Pav.6	18	81,27	1462,82	4037,99	0,0153	61,78	0,01421	57,38
Pav.5	15	77,65	1164,70	4037,99	0,01252	50,56	0,01167	47,12
Pav.4	12	73,43	881,21	4037,99	0,009559	38,60	0,008943	36,11
Pav.3	9	68,34	615,04	4037,99	0,006555	26,47	0,006144	24,81
Pav.2	6	61,75	370,50	4037,99	0,003724	15,04	0,003498	14,12
Pav.1	3	51,93	155,78	4037,99	0,00141	5,69	0,00133	5,37
Térreo	0	0,00	0,00	4037,99	0	0,00	0	0
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	7471,68		$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	344,17	$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	319,47

Fonte: (Do autor).

Tabela 76 - Gama-z (pórtico com núcleo rígido)

Direção	Combinação de Ações	Calculado	Classificação
x	CV1	1,02	Nós Fixos
	CV2	1,02	Nós Fixos
y	CV3	1,05	Nós Fixos
	CV4	1,04	Nós Fixos

Fonte: (Do autor).

Como já citado, a estrutura tornou-se muito mais estável com a inclusão do núcleo rígido, os valores de γ_z para a direção y foram maiores pelo fato de o núcleo rígido possuir menor rigidez nessa direção em comparação com a direção x e também pelo fato de os esforços de ventos atuantes na direção y serem superiores aos atuantes na direção x.

9.4. NÚCLEO RÍGIDO

Como os resultados obtidos na análise da associação de pórticos com núcleo rígido mostraram um aumento grande na estabilidade global da estrutura, decidiu-se fazer uma nova análise onde dessa vez será considerada apenas a contribuição do núcleo rígido como elemento de contraventamento, sem a participação dos pórticos na análise.

Para isso, foi modelado um elemento de barra engastado na base e livre no topo, e aplicado nele, os carregamentos verticais e horizontais em cada nível de pavimento. O resultado dos cálculos é mostrado nas Tabelas 77, 78 e 79.

Tabela 77 – Momentos de tombamento na direção x (Núcleo rígido)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV1 (Esquerda)		CV2 (Direita)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	19,67	472,19	3650,09	0,00646	23,59	0,00646	23,59
Pav.7	21	38,06	799,21	4037,99	0,00542	21,89	0,00542	21,89
Pav.6	18	36,62	659,14	4037,99	0,004388	17,72	0,00439	17,72
Pav.5	15	34,99	524,81	4037,99	0,003373	13,62	0,00337	13,62
Pav.4	12	33,09	397,07	4037,99	0,002416	9,76	0,00242	9,76
Pav.3	9	30,79	277,13	4037,99	0,001548	6,25	0,00155	6,25
Pav.2	6	27,82	166,95	4037,99	0,0008313	3,36	0,00083	3,36
Pav.1	3	23,40	70,19	4037,99	0,0002933	1,18	0,00029	1,18
Térreo	0	0,00	0,00	4037,99	0	0,00	0,00000	0
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	3366,68		$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	97,36	$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	97,36

Fonte: (Do autor).

Tabela 78 – Momentos de tombamento na direção y (Núcleo rígido)

Pavimento	Cota piso (m) (h)	Força Horizontal (kN) (qh)	M1,tot,d (kN.m) (h*qh)	Força vertical (kN) (qv)	CV3 (Cima)		CV4 (Baixo)	
					Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)	Deslocamento horizontal (m) (dh)	Mtot,d (kN.m) (qv*dh)
Cobertura	24	43,66	1047,94	3650,09	0,06985	254,96	0,06985	254,96
Pav.7	21	84,46	1773,68	4037,99	0,05857	236,51	0,05857	236,51
Pav.6	18	81,27	1462,82	4037,99	0,04756	192,05	0,04756	192,05
Pav.5	15	77,65	1164,70	4037,99	0,03646	147,23	0,03646	147,23
Pav.4	12	73,43	881,21	4037,99	0,0261	105,39	0,02610	105,39
Pav.3	9	68,34	615,04	4037,99	0,01689	68,20	0,01689	68,20
Pav.2	6	61,75	370,50	4037,99	0,009093	36,72	0,00909	36,72
Pav.1	3	51,93	155,78	4037,99	0,003242	13,09	0,00324	13,09
Térreo	0	0,00	0,00	4037,99	0	0,00	0,00000	0
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN.m)	7471,68		$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	1054,14	$\Sigma Mtot,d$ (kN.m)	1054,14

Fonte: (Do autor).

Tabela 79 - Gama-z (Núcleo rígido)

Direção	Cobinação de Ações	Calculado	Classificação
x	CV1	1,03	Nós Fixos
	CV2	1,03	Nós Fixos
y	CV3	1,16	Nós Móveis
	CV4	1,16	Nós Móveis

Fonte: (Do autor).

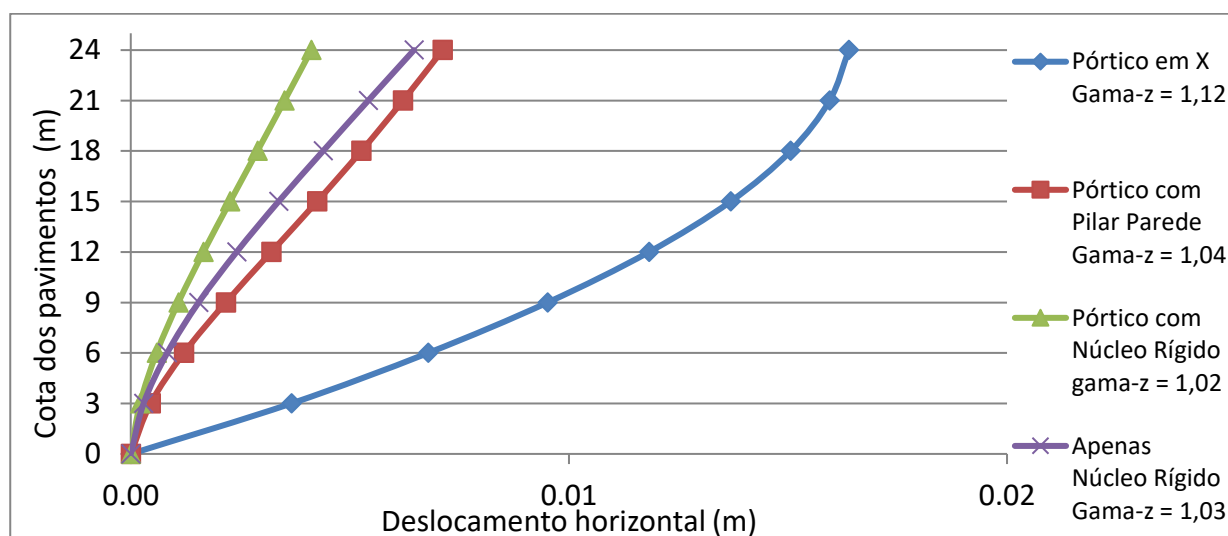
Os resultados obtidos para o γ_z mostram a capacidade que o núcleo tem de estabilizar a estrutura. Percebe-se que para a direção x, o resultado foi muito próximo ao obtido para essa direção considerando a participação do pórtico. Já para a direção y o resultado foi diferente. Nessa direção, a estrutura foi classificada como de nós móveis onde os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados e representam 16% em relação aos efeitos globais de 1ª ordem. Isso ocorreu porque a rigidez do núcleo é menor nessa direção e os esforços horizontais são maiores. Mesmo assim, sem a contribuição dos pórticos a estrutura está estável nas duas direções.

9.5. ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL

Os resultados obtidos nos itens anteriores confirmaram as afirmações de que elementos de grande rigidez têm a capacidade de melhorar a estabilidade global de uma estrutura. Quanto mais rígida for a estrutura de contraventamento, mais esforços essa estrutura irá absorver e menor será o deslocamento horizontal.

A Figura 54 mostra a curva de deslocamento horizontal da estrutura ao longo da altura para cada solução estrutural analisada na direção x. Percebe-se que no caso da situação de associação de pórticos sem pilar-parede ou núcleo rígido, a estrutura tem um comportamento de deslocamento bastante discrepante em relação aos outros casos, isso ocorre devido à interação entre as estruturas que ocorre para as outras situações. Esse fenômeno foi explicado no item 8.5.4 deste trabalho.

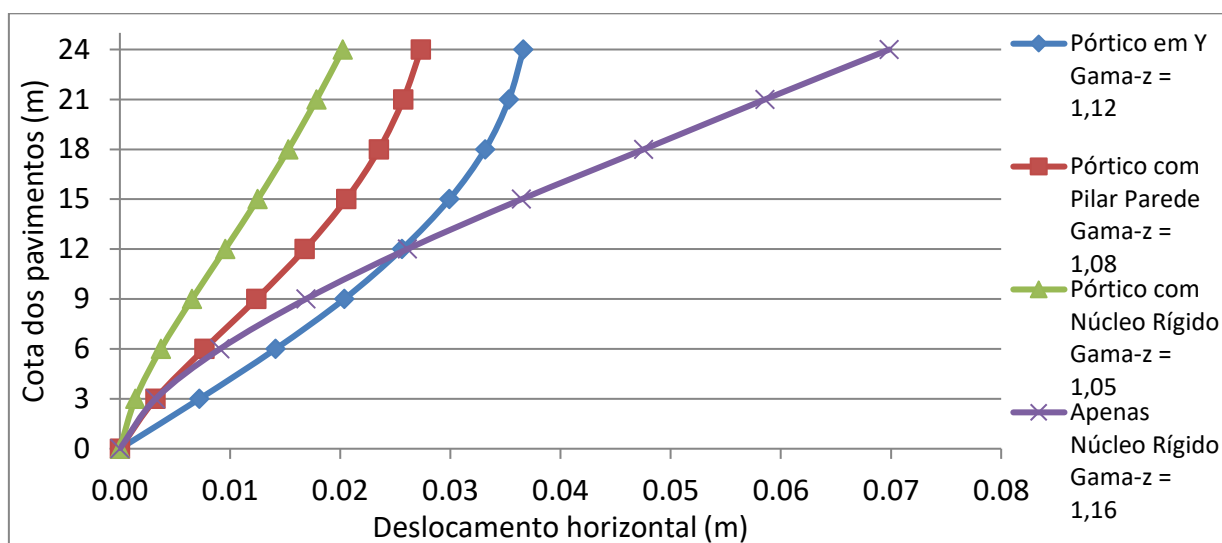
Figura 54 - Curvas de deslocamento horizontal da estrutura na direção x para cada solução de contraventamento



Fonte: (Do autor).

Para os deslocamentos na direção y, mostrado na Figura 55, percebe-se a mesma discrepância na característica dos deslocamentos, mas aqui é destacado o deslocamento da estrutura considerando apenas o núcleo rígido, que possui uma curva com concavidade voltada para baixo, enquanto que para as outras soluções de contraventamento, os deslocamentos possuem curvas mais semelhantes entre si.

Figura 55 - Curvas de deslocamento horizontal da estrutura na direção y para cada solução de contraventamento



Fonte: (Do autor).

9.6. ESTUDO DA REDUÇÃO DA SEÇÃO DOS PILARES

Em determinadas situações de projeto, necessita-se reduzir as seções dos elementos estruturais por exigências arquitetônicas ou para resolver problemas de compatibilidade entre outros projetos da edificação, como o hidrossanitário.

Como a utilização de estruturas de contraventamento aumentaram consideravelmente a estabilidade global da estrutura, optou-se por analisá-la com a redução dos pilares da estrutura e verificar os resultados para essa situação. Para essas análises, os pilares, que antes possuíam as dimensões calculadas na etapa de pré-dimensionamento de 20x40 cm, 25x55 cm, 20x55 cm e 30x70 cm foram reduzidos à dimensão de 20x30 cm, onde todos possuem agora a mesma seção transversal.

As análises foram feitas da mesma forma que nos itens anteriores, adaptando apenas a seção dos pilares. A Tabela 80 mostra os resultados para o γ_z considerando apenas a associação de pórticos.

Tabela 80 - Gama-z (Pórticos com redução da seção dos pilares)

Direção	Combinação de Ações	Calculado	Classificação
x	CV1	1,35	Nós Móveis
	CV2	1,35	Nós Móveis
y	CV3	1,34	Nós Móveis
	CV4	1,32	Nós Móveis

Fonte: (Do autor).

Como os valores foram superiores a 1,30, segundo a ABNT NBR 6118:2014 não é válido o processo de analisar a estrutura com a majoração adicional dos esforços horizontais da combinação considerada por $0,95 \cdot \gamma_z$. Nesse caso, deve-se utilizar outro método mais avançado para verificar a estabilidade da estrutura, como o processo P Δ . Caso contrário, deve-se utilizar alguma estrutura de contraventamento para estabilizar a estrutura, ou aumentar novamente a seção dos pilares dos pórticos.

A inclusão de um pilar parede na direção x e outro na direção y foram feitas da mesma forma que para o caso anterior. A Tabela 81 apresenta os resultados para esse caso.

Tabela 81 - Gama-z (Pórticos com pilar-parede com redução da seção dos pilares)

Direção	Combinação de Ações	Calculado	Classificação
x	CV1	1,07	Nós Fixos
	CV2	1,07	Nós Fixos
y	CV3	1,16	Nós Móveis
	CV4	1,18	Nós Móveis

Fonte: (Do autor).

É possível notar que, para a direção x a inclusão do pilar-parede já é suficiente para tornar a estrutura estável e de nós fixos. No caso da direção y, a estrutura também se torna estável, mas classificada como de nós móveis, onde os efeitos globais de 2ª ordem são relevantes e representam 16% para a combinação CV3 e 18% para a combinação CV4.

Por fim, foi incluído o núcleo rígido em vez dos pilares-parede. Os resultados são mostrados na Tabela 82.

Tabela 82 – Gama-z (Pórticos com núcleo rígido com redução da seção dos pilares)

Direção	Combinação de Ações	Calculado	Classificação
x	CV1	1,02	Nós Fixos
	CV2	1,02	Nós Fixos
y	CV3	1,07	Nós Fixos
	CV4	1,07	Nós Fixos

Fonte: (Do autor)

Como se esperava, devido à grande rigidez do núcleo, a estrutura classifica-se como de nós fixos nas duas direções. Nota-se que para a direção x, os valores de γ_z foram iguais os resultados encontrados para essa direção no caso dos pilares com as seções originais.

10. CONCLUSÃO

O desenvolvimento do trabalho proporcionou um melhor entendimento sobre o assunto de projeto estrutural de lajes, e também sobre estabilidade global de estruturas. Foi possível perceber as características particulares de cada assunto, adquirindo maior sensibilidade na avaliação dos resultados, e percebendo o impacto que cada solução estrutural tem nos valores finais, tanto para o consumo de material para as lajes, como para os valores de deslocamento horizontal para a estabilidade global.

O estudo das lajes pôde confirmar as afirmações inicialmente feitas, de que lajes nervuradas são mais econômicas em comparação com as lajes maciças. Percebeu-se que um dos principais limitantes para a escolha da espessura da laje maciça, foi o limite de deslocamento das paredes, o qual resultou num valor próximo ao limite máximo permitido. Para as lajes nervuradas, foram encontradas dificuldades no detalhamento, onde as espessuras, tanto das nervuras como da mesa, precisaram ser adaptadas de forma que o detalhamento fosse possível, sem comprometer as espessuras mínimas de cobrimento das armaduras.

Foi possível perceber também, a influência da fissuração de algumas seções das lajes, tanto para as maciças quanto para as nervuradas. Observou-se a redução da altura de cálculo das lajes, quando considerada a fissuração das seções, mas mostrando que mesmo sofrendo fissuração, podem ser utilizadas as dimensões calculadas por respeitarem os limites de deslocamento.

A economia de concreto gerada para as lajes quando utilizada a solução de nervuradas, foi pouco expressiva pelo fato de os vãos livres da estrutura, que giravam em torno de 4,3 m, para as lajes de maior dimensão, não ser um valor muito alto. Ou seja, quanto maiores forem os vãos da estrutura, mais expressivo será o resultado de economia de material para as lajes.

A análise da estabilidade global, a partir de diferentes concepções estruturais também resultou em valores esperados, onde, quanto mais rígida era a estrutura, menos deslocamentos ela sofria. Foi possível analisar os esforços que surgem na estrutura aporticada quando sujeita a cargas verticais e horizontais, permitindo a avaliação qualitativa dos esforços, desenvolvendo assim maior habilidade na análise de diagramas de esforços atuantes na estrutura. Foi possível perceber também, que a utilização do modelo estrutural por associação de pórticos planos é adequada para estudar a estabilidade global.

Entretanto, houve dificuldade na modelagem da estrutura, visto que ela apresentava uma quantidade grande de elementos de barras, sendo fácil cometer erros na inserção das

características geométricas e de material, assim como os carregamentos, que dependem diretamente das lajes anteriormente calculadas.

A solução inicial por associação de pórticos nas duas direções principais, já resultou numa estrutura estável, classificada como de nós móveis nas duas direções. Isso mostra que o pré-dimensionamento dos elementos da estrutura inicialmente feito está correto. Com a inserção dos elementos de grande rigidez, como os pilares-parede ou o núcleo rígido, reduziram-se bastante os deslocamentos horizontais, onde esses elementos, por possuírem grande rigidez, absorvem uma quantidade de esforços muito maior, aliviando os outros elementos.

Os resultados permitem afirmar que para o caso da estrutura com o número de pavimentos analisada, não há necessidade de se incluir elementos de contraventamento, visto que apenas os pórticos já são capazes de estabilizar a edificação. A inclusão de pilar-parde ou núcleo rígido geram esforços de momento fletor grandes na base da estrutura, tornando o projeto das fundações mais complexo. Recomenda-se, portanto, que a utilização dessas soluções seja feita apenas para o caso onde a edificação seja mais alta, ou para o caso onde exista a necessidade de redução da seção dos pilares.

Como tema para trabalhos futuros, é sugerido um estudo utilizando outros tipos de soluções para as lajes, como as lisas. Podem ser considerados também, diferentes tipos de modelos para análise estrutural da laje, como utilização de modelos de grelha ou elementos finitos. Para a análise da estabilidade global, sugere-se o estudo da variação da altura da edificação, determinando que altura ela precise ter para que a utilização de elementos de grande rigidez para contraventamento seja recomendada.

11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ALVES, Elcio Cassimiro; PAIXÃO, João Fernando Martins. ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS ALTOS. **Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [s.l.], v. 13, n. 1, p.49-63, 31 ago. 2016. Universidade Federal de Goiás. <http://dx.doi.org/10.5216/reec.v13i1.39552>.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **LAJES DE CONCRETO**. Notas de aula, Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2015.

CARNEIRO, Fancisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de estruturas: Contraventamento de edifícios** Porto, 2008.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos: Edufscar, 2010.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. São Paulo, 2009.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto solicitações normais**. Rio de Janeiro, 1981.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1930.

GARCIA, Raphael Barp. **Avaliação da atmosfera marinha em estruturas de concreto na região de Florianópolis - SC**. 2008. 1 v. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008. Disponível em: <<http://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/91047>>. Acesso em: 12 nov. 2018.

LORIGGIO, Daniel Domingues. **APOSTILA DA DISCIPLINA DE ANÁLISE COMPUTACIONAL DE ESTRUTURAS**. Notas de aula, Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

MENDES, Eduardo José. **Análise de Edifícios considerando a Interação solo-estrutura**. 2016. 153 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/171361>>. Acesso em: 30 out. 2018.

PALOSCHI, Lucas. **Análise estrutural e desenvolvimento de programa para dimensionamento de pilares de concreto armado**. 2017. 156 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/181992>>. Acesso em: 30 out. 2018.

PERGHER, Arthur. **Análise de estabilidade global e dimensionamento dos pilares de edifício de concreto armado**. 2015. 125 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/133804/TCC_Arthur_versao_corrigida_final.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 30 out. 2018.

PERLIN, Lourenço Panosso; PINTO, Roberto Caldas de Andrade; PADARATZ, Ivo José. **APOSTILA DA DISCIPLINA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO II**. Notas de

aula, Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

REIS, Jasmine de Jesus. **Estabilidade global em edifícios altos**. 2013. 105 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/115427>>. Acesso em: 30 out. 2018.

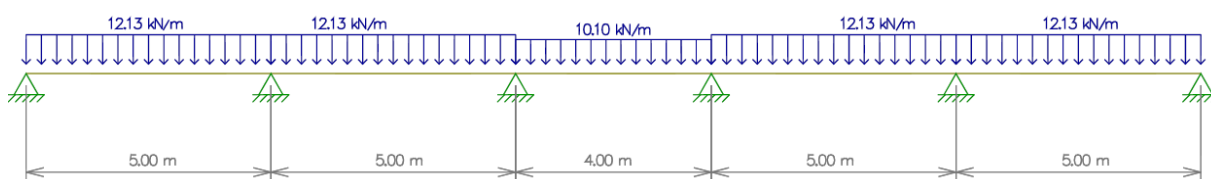
STRAMANDINOLI, Juliana SÁ Brito. **CONTRIBUIÇÕES À ANÁLISE DE LAJES NERVURADAS POR ANALOGIA DE GRELHA**. 2003. 199 f. Tese (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/84880/192819.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 30 out. 2018.

APÊNDICES

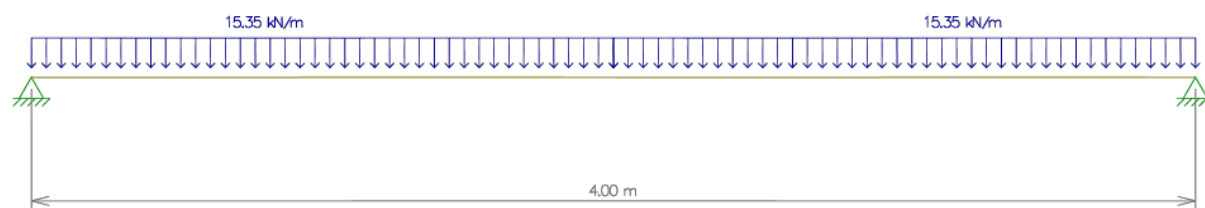
APÊNDICE A - Carregamento nas vigas

A seguir são mostradas as figuras das vigas com os valores de carregamento utilizados para as análises estruturais. Esse carregamento é composto pelo peso próprio das vigas, a reação de apoio das lajes apoiadas nas vigas além das paredes apoiadas diretamente nas vigas. Os valores são referentes à combinação última de carregamentos.

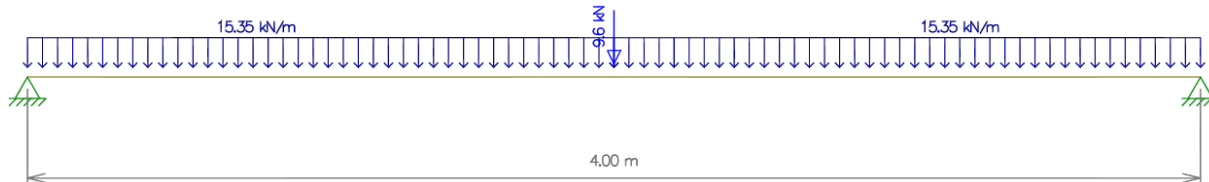
V1



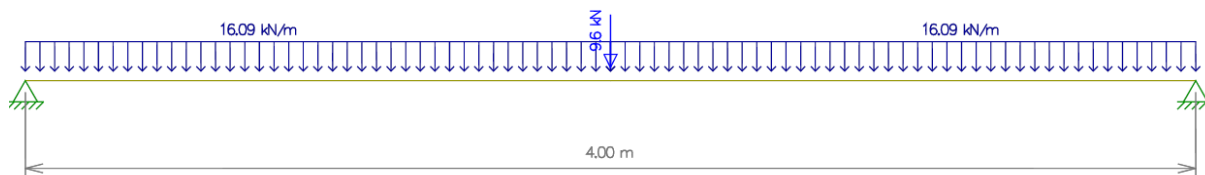
V2



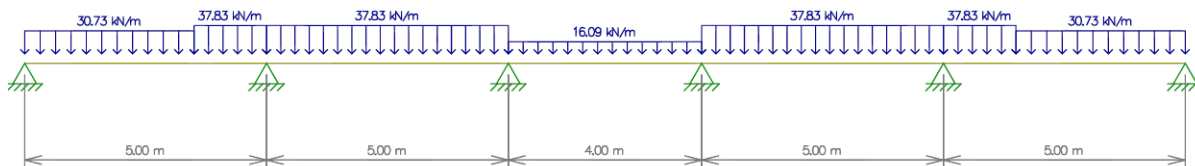
V3

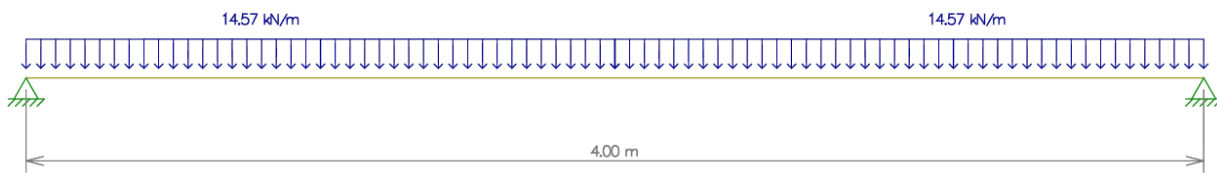
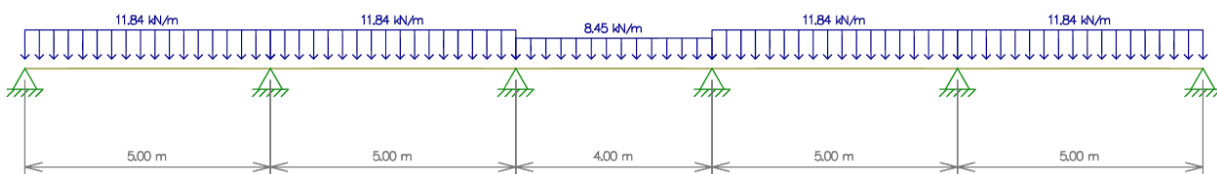
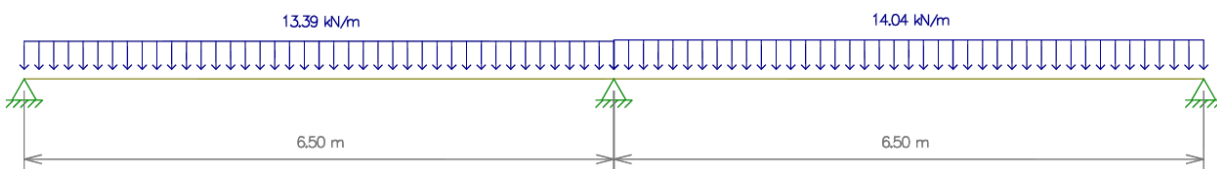
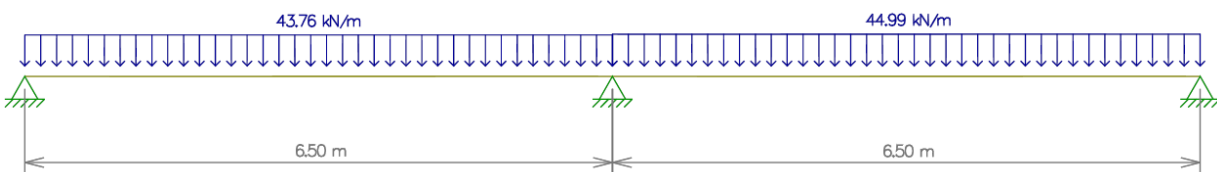
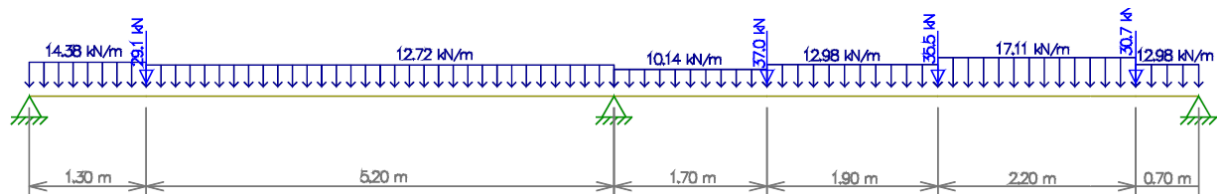
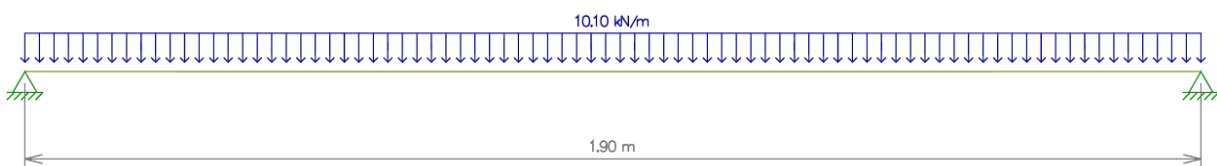


V4



V5



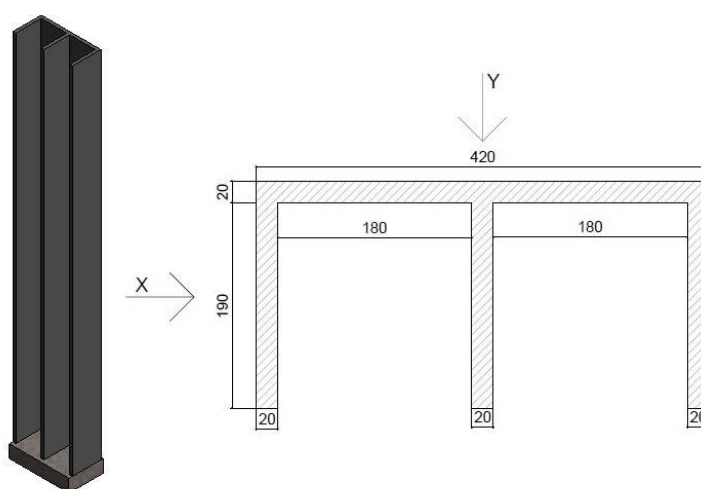
V6**V7****V8 = V14****V9 = V13****V10 = V12****V11**

APÊNDICE B – Cálculo do momento de inércia do núcleo rígido

Para o cálculo dos esforços e deslocamentos na estrutura será utilizado os mesmos modelos utilizados anteriormente, a diferença aqui está na rigidez do elemento de barra que representa o núcleo rígido, que deve possuir a rigidez referente à seção transversal do núcleo.

A Figura 56 apresenta uma vista em perspectiva do núcleo rígido isolado, além da vista em planta, com as dimensões utilizadas e as direções principais de atuação do vento x e y.

Figura 56 - Vista em perspectiva e em planta do núcleo rígido



Fonte: (Do autor).

Para o cálculo dos deslocamentos e esforços no núcleo rígido calculou-se o seu momento de inércia nas duas direções x e y através do Teorema de Steiner, também conhecido como Teorema dos Eixos Paralelos. Esse cálculo foi feito através da Equação 9.1.

$$I = \sum_{i=1}^n I_{cm,i} + \sum_{i=1}^n A_i d_i^2 \quad (9.1)$$

onde:

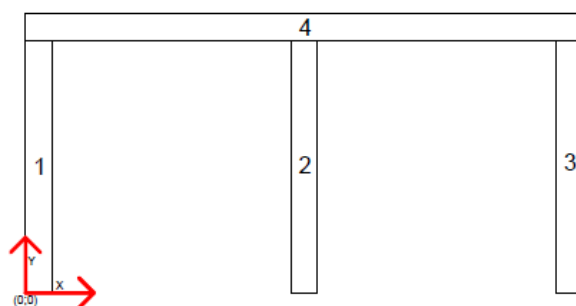
$I_{cm,i}$ é o momento de inércia do elemento i em torno do eixo que passa pelo seu centro de massa;

A_i é a área do elemento i ;

d_i é a distância perpendicular entre o eixo do elemento i e o eixo do centro de gravidade da figura inteira.

A Figura 57 mostra a divisão das regiões do núcleo para o cálculo do momento de inércia da seção inteira. O ponto (0;0) é a referência para os valores de centro geométrico em x e y .

Figura 57 - Divisão da seção para cálculo do momento de inércia total



Fonte: (Do autor).

A Tabela 83 apresenta os valores de centro geométrico de cada região da seção, sua área e o produto entre o centro geométrico e a área para as duas direções.

Tabela 83 - Valores de centro geométrico e área das figuras

Figura	x (m)	y (m)	Área (m ²)	Área*x (m ³)	Área*y (m ³)
1,00	0,10	0,95	0,38	0,04	0,36
2,00	2,10	0,95	0,38	0,80	0,36
3,00	4,10	0,95	0,38	1,56	0,36
4,00	2,10	2,00	0,84	1,76	1,68
Geral			1,98	4,16	2,76

Fonte: (Do autor).

A partir da área e da posição do centro geométrico nas duas direções para cada figura isolada, é possível encontrar a posição do centro geométrico da figura inteira através das Equações 9.2 e 9.3:

$$x_{cg} = \frac{\sum_{i=1}^n (A \cdot x)}{\sum_{i=1}^n A} \quad (9.2)$$

$$y_{cg} = \frac{\sum_{i=1}^n (A * y)}{\sum_{i=1}^n A} \quad (9.3)$$

$$x_{cg} = \frac{4,16}{1,98} = 2,1 \text{ m}$$

$$y_{cg} = \frac{2,76}{1,98} = 1,4 \text{ m}$$

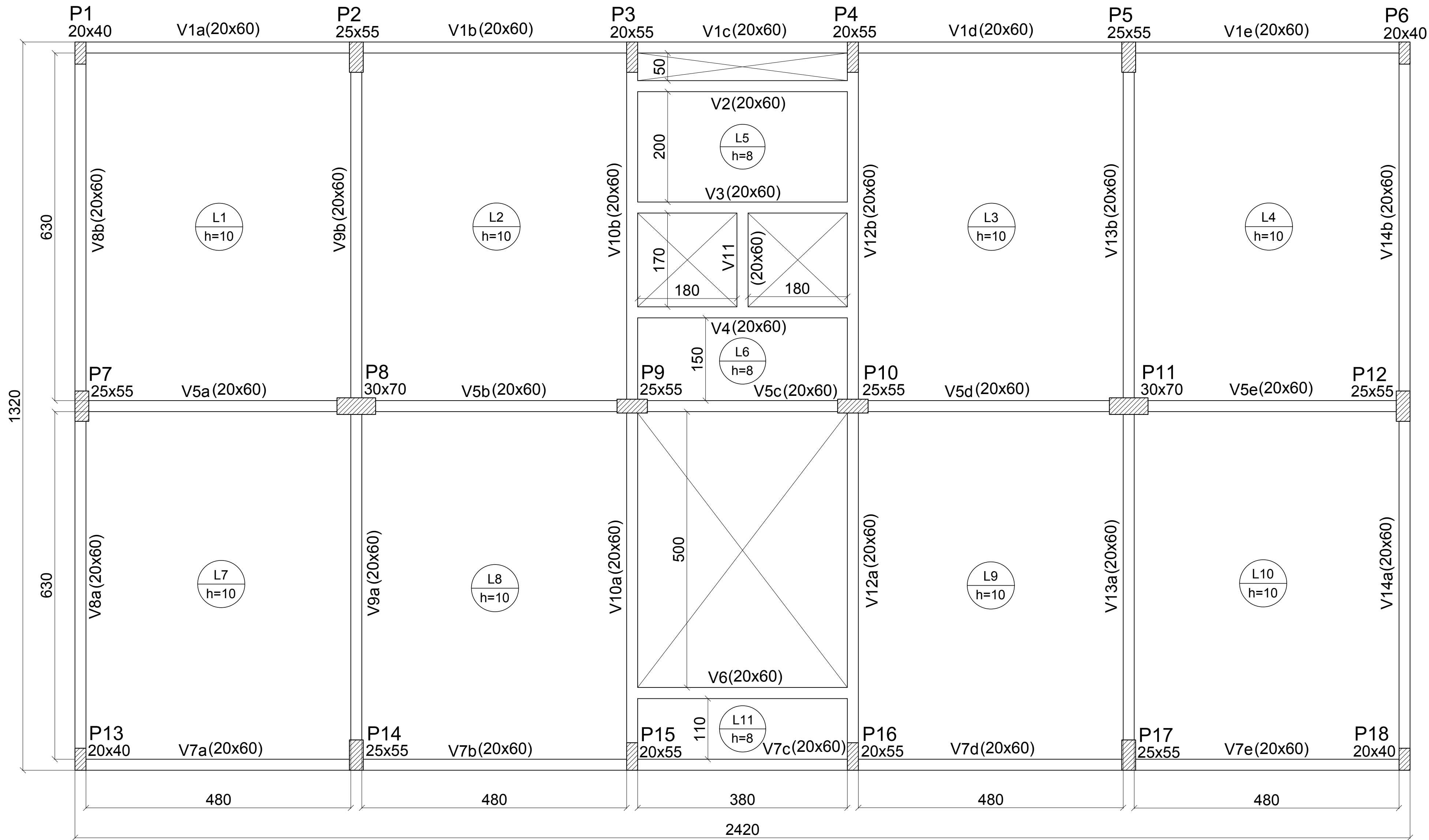
A Tabela 84 apresenta os resultados de momento de inércia para o núcleo rígido (N.R.) nas direções x e y.

Tabela 84 - Valores de momento de inércia do N.R.

Parte	Ix0 (m)	Iy0 (m)	dx ² (m ²)	dy ² (m ²)	Área (m ²)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)
1,00	0,11	0,0013	4,00	0,20	0,38	0,19	1,5213
2,00	0,11	0,0013	0,00	0,20	0,38	0,19	0,0013
3,00	0,11	0,0013	4,00	0,20	0,38	0,19	1,5213
4,00	0,00280	1,2348	0,00	0,37	0,84	0,31	1,2348
					Soma	0,88	4,2786

Fonte: (Do autor).

APÊNDICE C – Projetos das lajes maciças e nervuradas



01 Planta de fôrmas do pavimento tipo

Escala 1:50

Vigas		
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)
V1	20x60	0
V2	20x60	0
V3	20x60	0
V4	20x60	0
V5	20x60	0
V6	20x60	0
V7	20x60	0
V8	20x60	0
V9	20x60	0
V10	20x60	0
V11	20x60	0
V12	20x60	0
V13	20x60	0
V14	20x60	0

Lajes			
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)
L1	Maciça	10	0
L2	Maciça	10	0
L3	Maciça	10	0
L4	Maciça	10	0
L5	Maciça	8	0
L6	Maciça	8	0
L7	Maciça	10	0
L8	Maciça	10	0
L9	Maciça	10	0
L10	Maciça	10	0
L11	Maciça	8	0

Pilares	
Nome	Seção (cm)
P1	20x40
P2	25x55
P3	20x55
P4	20x55
P5	25x55
P6	20x40
P7	25x55
P8	30x70
P9	25x55
P10	25x55
P11	30x70
P12	25x55
P13	20x40
P14	25x55
P15	20x55
P16	20x55
P17	25x55
P18	20x40

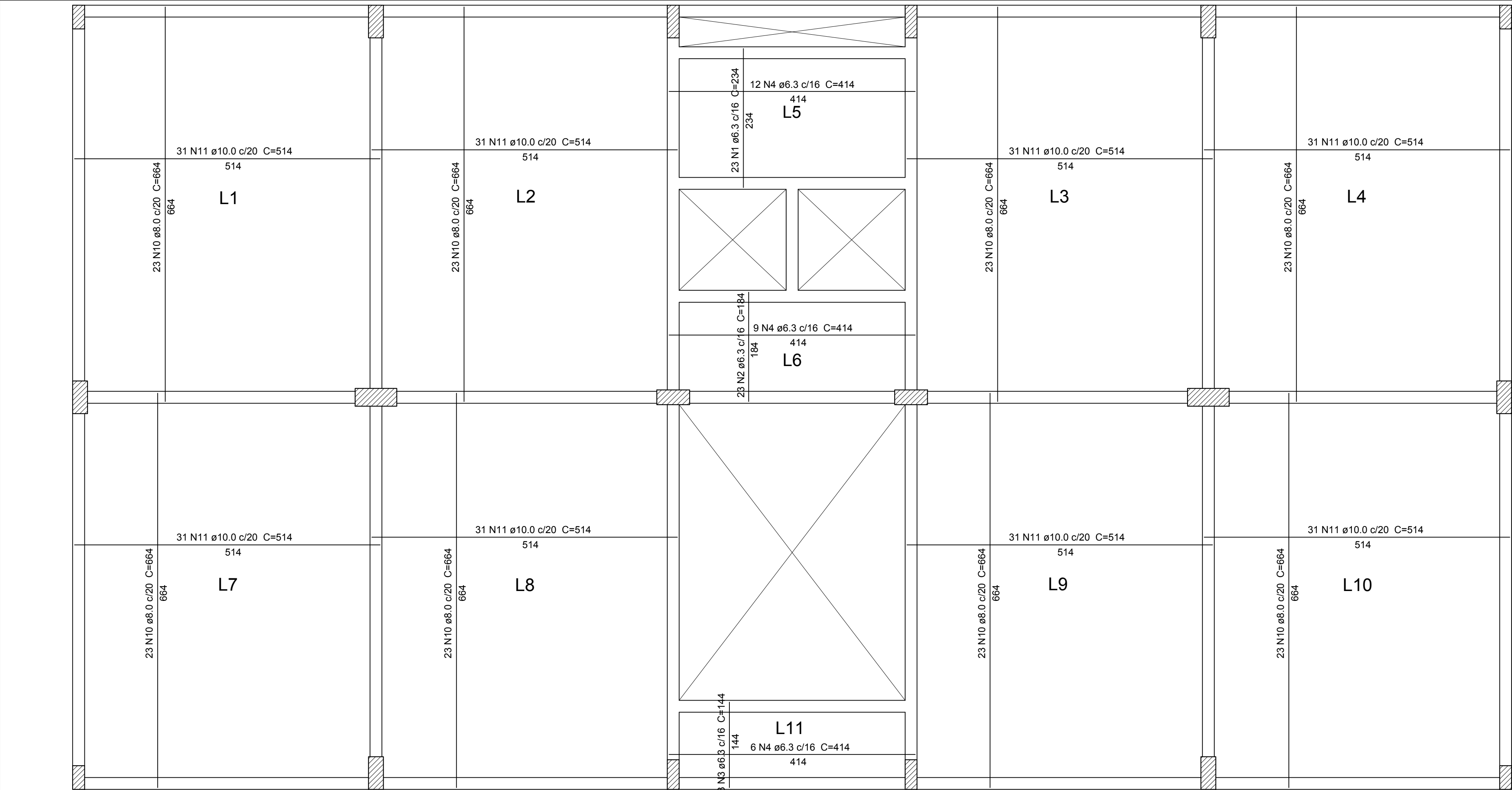
NOTAS

- DIMENSÕES, ELEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MM.
- CONCRETO ESTRUTURAL:
RESISTÊNCIA = $f_{ck} \geq 25$ MPa.
FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA = $a/c < 0,60$
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).
- AÇO DA ARMADURA:
 $\varnothing > 6,3\text{mm}$ = CA-50; $f_{yk} = 500$ MPa.
 $\varnothing < 5,0\text{mm}$ = CA-60; $f_{yk} = 600$ MPa.
- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
PILARES E VIGAS = 3,0 cm.
LAJES = 2,5 cm.
- AS FORMAS DEVEM ESTAR TOTALMENTE LIMPAS E SATURADAS COM ÁGUA ANTES DA CONCRETAGEM.

CONVEÇÕES:

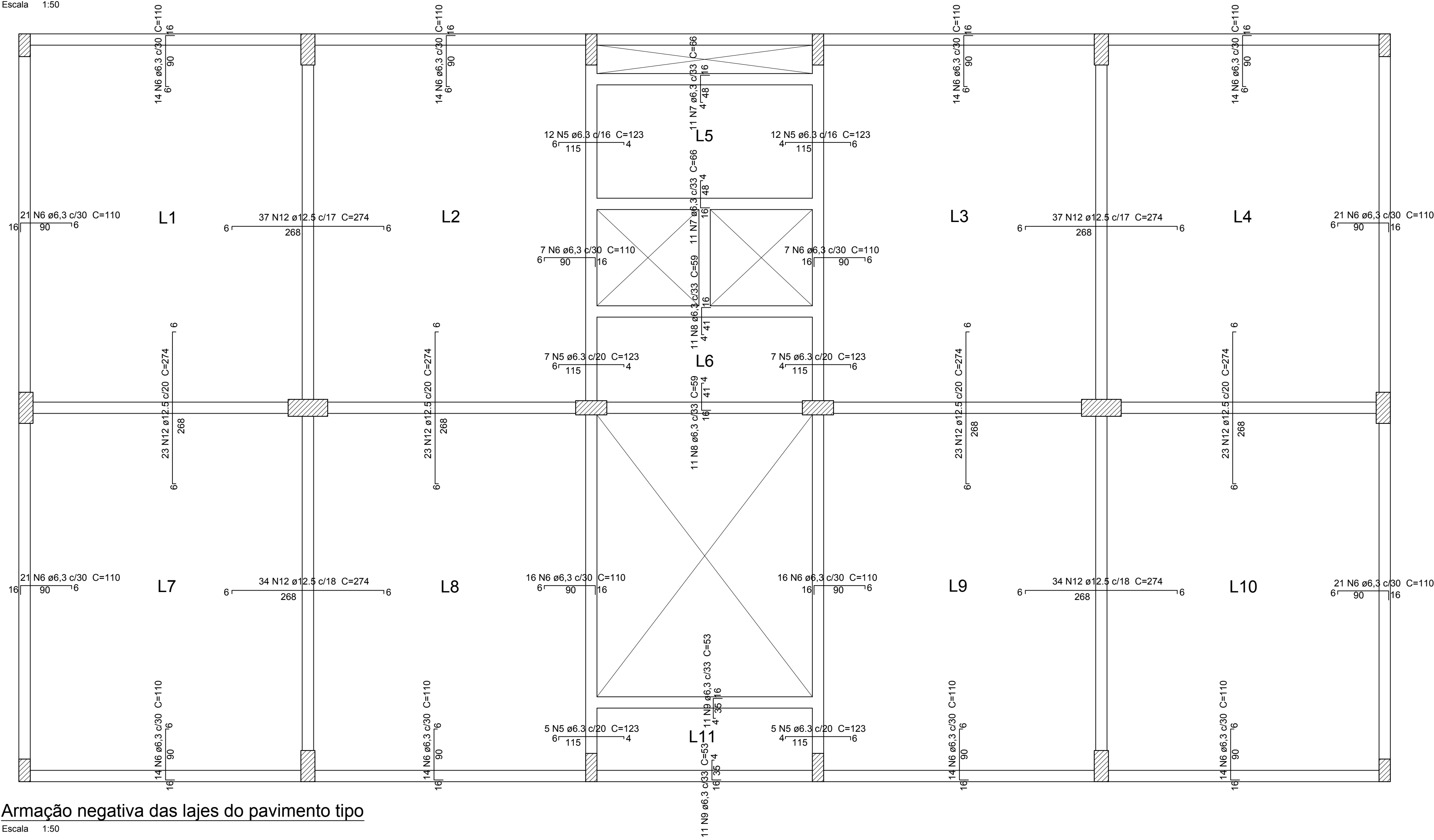
- ELEMENTOS:
V - Viga
L - Laje
P - Pilar

--	--	--	--
--	--	--	--
--	--	--	--
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	RESPONSÁVEL / VISTO
QUADRO DE REVISÕES			
 UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA			
LEANDRO LINDER BRANGER		AUTORIA DO PROJETO	DESENHO
EDIFICAÇÃO		LEANDRO	NOVEMBRO/2018
EDIFÍCIO COMERCIAL		ESCALA	DIMENSÕES FOLHA
		INDICADA	A1
PROJETO		CÓDIGO DO ARQUIVO	
ESTRUTURAL		--	
FASE		FOLHA	
PROJETO BÁSICO		EST 01 / 04	
CONTEÚDO			
PLANTA DE FÔRMAS DO PAVIMENTO TIPO			



01 Armação positiva das lajes do pavimento tipo

Escala 1:50



02 Armação negativa das lajes do pavimento tipo

Escala 1:50

LISTA DE AÇO

Aço	Ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unit (cm)	Total (m)
CA-50	6,3	1	23	234	53,82
		2	23	184	42,32
		3	23	144	33,12
		4	27	414	111,78
		5	48	123	59,04
		6	242	110	266,2
		7	23	66	15,18
		8	23	59	13,57
		9	53	53	28,09
	8	10	184	664	1221,76
	10	11	248	514	1274,72
	12,5	12	234	274	641,16

QUADRO RESUMO

Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa/m (kg/m)	Massa Total + 10% (kg)
CA-50	6,3	623,64	0,245	168,07
	8	1221,76	0,395	530,85
	10	1274,72	0,617	865,15
	12,5	641,16	0,963	679,18
Total (kg):				2243,2

NOTAS

- DIMENSÕES, ELEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MM.
- CONCRETO ESTRUTURAL:
RESISTÊNCIA = $f_{ck} \geq 25$ MPa.
FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA = $a/c < 0,60$
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).
- AÇO DA ARMADURA:
 $\varnothing > 6,3\text{mm}$ = CA-50; $f_{yk} = 500$ MPa.
 $\varnothing < 5,0\text{mm}$ = CA-60; $f_{yk} = 600$ MPa.
- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
PILARES E VIGAS = 3,0 cm.
LAJES = 2,5 cm.
- AS FORMAS DEVEM ESTAR TOTALMENTE LIMPAS E SATURADAS COM ÁGUA ANTES DA CONCRETAGEM.

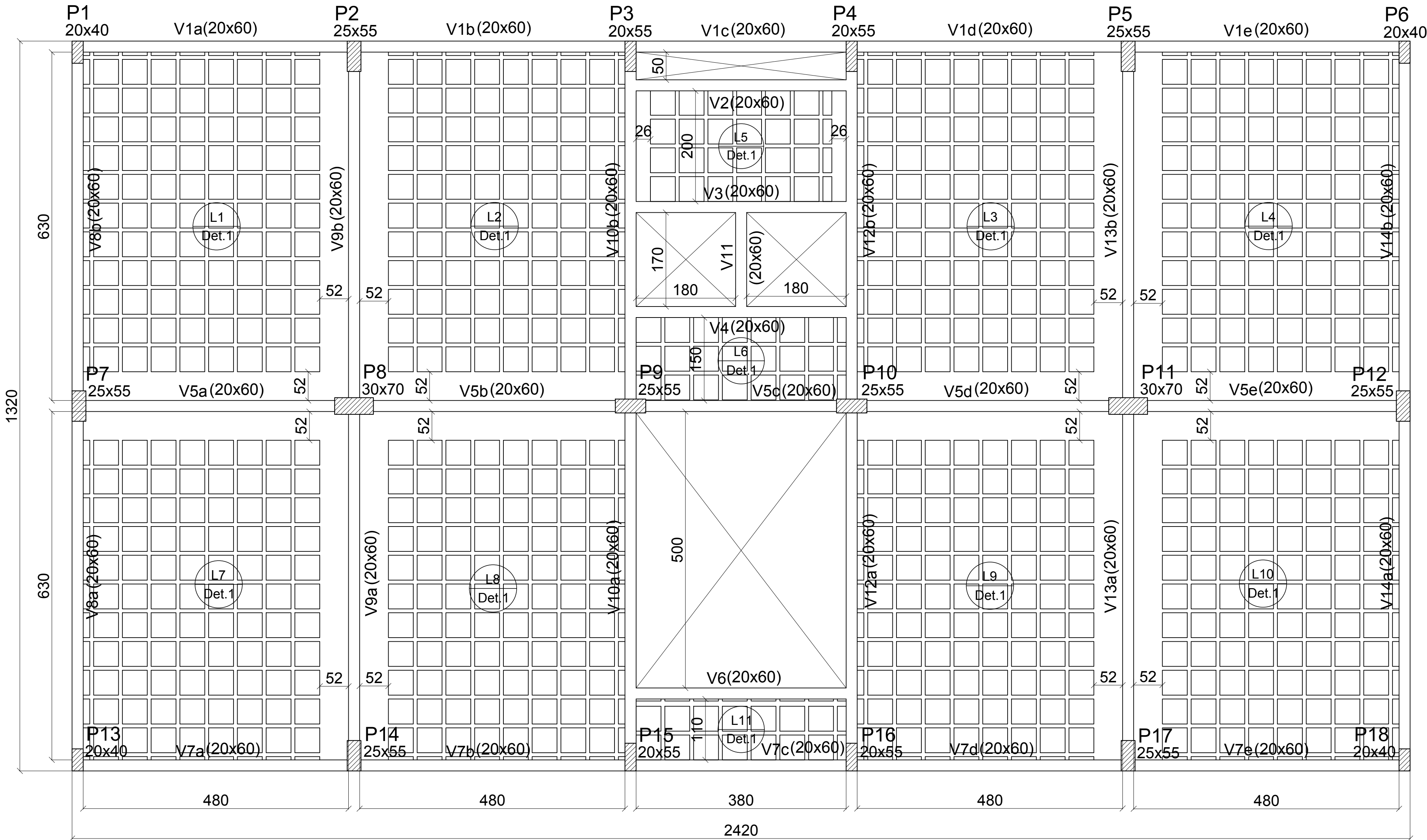
--	--	--	
--	--	--	
--	--	--	
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	RESPONSÁVEL / VISTO

QUADRO DE REVISÕES



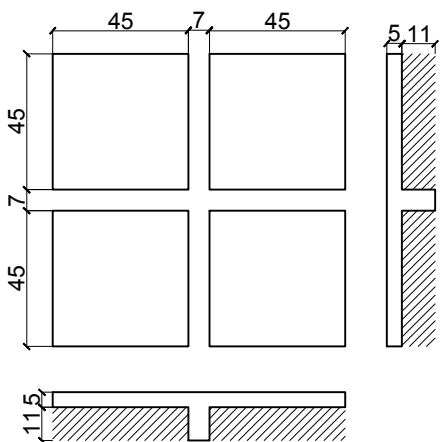
UNIVERSIDADE FEDERAL
DE SANTA CATARINA

LEANDRO LINDER BRANGER		AUTORIA DO PROJETO		DESENHO	DATA
EDIFICAÇÃO				LEANDRO	NOVEMBRO/2018
EDIFÍCIO COMERCIAL				ESCALA	DIMENSÕES FOLHA
				INDICADA	A1
PROJETO				CÓDIGO DO ARQUIVO	
ESTRUTURAL				--	
FASE				FOLHA	
PROJETO BÁSICO				1	
CONTEÚDO				02	
DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DAS LAJES DO PAVIMENTO TIPO				04	



01 Planta de fôrmas do pavimento tipo

Escala 1:50



Det.1

02 Detalhe das nervuras da laje

Escala 1:25

Vigas		
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)
V1	20x60	0
V2	20x60	0
V3	20x60	0
V4	20x60	0
V5	20x60	0
V6	20x60	0
V7	20x60	0
V8	20x60	0
V9	20x60	0
V10	20x60	0
V11	20x60	0
V12	20x60	0
V13	20x60	0
V14	20x60	0

Lajes			
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)
L1	Nervurada	16	0
L2	Nervurada	16	0
L3	Nervurada	16	0
L4	Nervurada	16	0
L5	Nervurada	16	0
L6	Nervurada	16	0
L7	Nervurada	16	0
L8	Nervurada	16	0
L9	Nervurada	16	0
L10	Nervurada	16	0
L11	Nervurada	16	0

Pilares	
Nome	Seção (cm)
P1	20x40
P2	25x55
P3	20x55
P4	20x55
P5	25x55
P6	20x40
P7	25x55
P8	30x70
P9	25x55
P10	25x55
P11	30x70
P12	25x55
P13	20x40
P14	25x55
P15	20x55
P16	20x55
P17	25x55
P18	20x40

NOTAS

- 1- DIMENSÕES, ELEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MM.
- 2- CONCRETO ESTRUTURAL:

RESISTÊNCIA = $f_{ck} \geq 25$ MPa.

FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA = $a/c < 0,60$

DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).
- 3- AÇO DA ARMADURA:

$\varnothing > 6,3\text{mm}$ = CA-50; $f_{yk} = 500$ MPa.

$\varnothing < 5,0\text{mm}$ = CA-60; $f_{yk} = 600$ MPa.
- 4- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.
- 5- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:

PILARES E VIGAS = 3,0 cm.

LAJES = 2,5 cm.
- 6- AS FORMAS DEVEM ESTAR TOTALMENTE LIMPAS E SATURADAS COM ÁGUA ANTES DA CONCRETAGEM.

CONVEÇÕES:

- 1- ELEMENTOS:
- V - Viga
- L - Laje
- P - Pilar

--	--	--	
--	--	--	
--	--	--	
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	RESPONSÁVEL / VISTO
QUADRO DE REVISÕES			
<div><div></div><div>UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA</div></div>			
LEANDRO LINDER BRANGER		AUTORIA DO PROJETO	DESENHO
EDIFICAÇÃO			LEANDRO
EDIFÍCIO COMERCIAL			NOVEMBRO/2018
PROJETO		ESCALA	DIMENSÕES FOLHA
ESTRUTURAL		INDICADA	A1
FASE		CÓDIGO DO ARQUIVO	
PROJETO BÁSICO		--	
CONTEÚDO		FOLHA	
PLANTA DE FÔRMAS DO PAVIMENTO TIPO		EST 03 / 04	

